République Algérienne Démocratique Et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Pôle Universitaire YAHIA FARES De MEDEA

Faculté de la Technologie

Département de Génie de la matière

Filière Génie Civil

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention d'un diplôme de Master (LMD)

en Génie Civil

Option : Génie Géotechnique

THEME :

ANALYSE ET TRAITEMENT D'UN GLISSEMENT DE TERRAIN SUR LA CW 08 AU PK 46+300 ENTRE MEDEA ET BENI ATELLI

Présenté Par :

- KHADRA Abderaouf.

- OULED Med Mahmoud Chiekh.

Proposé et encadré par :

Dr: MENAA Lazazi

2016 – 2017

REMERCIMENTS

Je remercie avant tout DIEU, le tout puissant, pour m'avoir guidé durant toutes mes années d'études et de m'avoir donné la volonté et le courage pour terminer ce travail.

A l'issue de cette recherche, je tiens à remercier tout particulièrement, mon encadreuse M MENAA Lazazi qui a été disponible et attentive à mes nombreuses questions. Qu'elle puisse trouver ici l'expression de ma grande reconnaissance et mes plus vifs remerciements pour son engagement, les efforts consentis et le temps qu'elle m'a alloué pour achever mon mémoire.

Je remercie aussi le président et les membres du jury pour m'avoir honoré de leur présence et avoir bien voulu examiné ce modeste travail.

Mes sincères remerciements à tous le personnel de la direction des travaux publics (DTP) de Médéa. Toute ma gratitude va à tous les enseignants qui ont contribué à ma formation.

Mes vifs remerciements aux plus chers aux mondes, ma mère, mes frères, mes sœurs.

Enfin, je remercie vivement toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à :

Mes très chers parents pour leurs soutiens,

Leurs patiences et leurs sacrifices,

À Mes très chers frères et sœurs,

À toute ma famille,

À tous ceux qui ont participé de loin ou de près à

la réalisation de ce travail.

ملخص:

الانزلاقات الترابية هي ظواهر معقدة وجد خطيرة لما يتعقب عنها .يهدف عملنا هذا إلى دراسة الانهيار الترابي الذي وقع بالطريق اللوائي رقم 8 على مستوي النقطة الكيلومترية 46 +300 المتواجدة على بين ولاية المدية وبن عطلي.

لهذا بدأنا مع العموميات حول حركات التربة وبالضبط على انزلاق التربة: مميزاتها، أنواعها ومختلف أسبابها وأنظمة الحلول المقترحة لها وطرق حسابها.

بعد ذلك قمنا بتحليل هذا الانزلاق باستخدام برنامج (TALERN4) لتحديد أسطح الانزلاق ومعامل الأمن.

أخيرا قدمنا بدراسة مختلف اساليب الحد من الانزلاق واخترنا أفضلها تقنيا واقتصاديا.

الكلمات المفتاح: انزلاق؛ تثبيت الأسس، انجازات الدعم. نموذجة.

RESUME :

Les glissements de terrains sont des phénomènes complexes et très dangereux par leurs conséquences. L'objet de notre travail consiste en l'étude d'un glissement de terrain survenu au niveau du chemin de wilaya n°8 (**CW8**) le long du **PK 46 + 300,** situé entre MEDEA et BENI ATELI.

Pour fin, nous avons commencé par des généralités sur les mouvements de terrain, en particulier sur les glissements, leurs caractéristiques, leurs types et leurs différentes causes, ainsi que les différents systèmes de confortement et les différentes méthodes de calcul.

Ensuite nous avons fait l'analyse de ce glissement à l'aide de d'un logiciel de calcul (TALERN4) pour déterminer les surfaces de ruptures ainsi que le coefficient de sécurité correspondant.

Enfin, une étude des différents systèmes de confortements a été menée afin de choisir la meilleure solution (optimale) de point vue technique et économique.

Mots clés : glissement, stabilisation, fondations, ouvrage de soutènement, modélisation.

ABSTRACT :

The phenomenon of landslide are complexes and very dangerous about there consequences. The purpose of our work is the study of a landslide along the road of wilaya CW8 at the level of PK 46 + 300, located between MEDEA and BENI ATELI.

For this, we began by generality on the movements of land on the slips, precisely on their features, their types and their different reasons, as well as the different systems of confrontments and the different methods of calculation.

Then we made the analysis of this slip with the help of software of calculation (TALERN) to determine the surfaces of ruptures and their coefficient of security.

Finally, we made a study of the different systems of confrontment and we have chosen the best technical and economic solution.

Keywords: slip, stabilization, backfilling, foundations, retaining structure, modeling.

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE : 1

CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES MOUVEMENTS DES TERRAINS : 2

I.1. Introduction 2
I.2 Définition Des Mouvements De Terrains 2
I.3. Différentes Formes D'instabilité D'une Pente 3
I.4. Principaux Mouvements De Terrain (talus artificiels) 3
I.4.1. Talus en déblais et talus en remblais sur sols peu compressibles.....4
I.4.2. Talus en remblais sur sols très compressibles 4
I.4.3. Digues et barrages en terre 4
I.5 Types De Mouvement De Terrain naturelles 4
I.5.1 Les mouvements rapides et discontinus 5
I.5.I.1 L'écroulement 5
I.5.1.2 La coulée boueuse 6
I.5.I.3 Les effondrements de cavités souterraines 6
I.5.1.4 Les dispersions 7
I.5.2 Les mouvements lents et continus 7
I.5.2.1 L'affaissement 7
I.5.2.2 Le tassement 8
I.5.2.3 Le fluage 9
I.5.2.4 Le retrait-gonflement..... 9
I.5.2.5 Solifluxion 10
I.5.2.6. Le glissement ..... .10
I.6. Diffèrent Types De Glissements 11
I.6. 1.Les glissements plans 12
I.6. 2.Les glissements circulaire ou rotationnel 12
I.6. 3.Glissement rotationnel complexe 13
I.7. Mécanisme D'un Glissement De Terrain 14
I.8 Classification Des Glissements De Terrains.....15
I.9 Causes Des Glissements De Terrain 17
I.10.1 Les Facteurs Permanents 19
1.10.2. Les facteurs dynamiques et de déclenchement 19
I.11. Phases Des Glissements 19
I.11.1. Glissements de terrain actif 20
I.11.2. Glissements de terrain réactivés.....20
I.11.3. Glissements de terrain inactifs 20
I.12. Reconnaissance Du Site 21
I.12.1. Géologie et géomorphologie 21
I.12.2. Hydrogéologie 21
I.12.3. Reconnaissance géotechnique 21
I.12.4. L'étude cinématique 22
I.13. Conséquences Des Glissements De Terrain 22
I.14. Exemples De Mouvement De Terrain 22
I.14.1. Glissement de terrain des grands vents sur la rocade d'Alger 22
1.14.2. Retrait et gonflement des argiles de la Wilaya de M'sila 24
I.14.3. Le glissement de Tizi BEJAIA 24
I.14.4. Glissement de terrain à Médéa (RN01 au PK21 + 000) 25
I.14.5. Glissement de terrain à Constantine 26
I.15. Conclusion 28

CHAPITRE II : METHODES DE STABILISATION DES GLISSEMENTS ET CONFORTEMENT DE TERRAIN :

II.1. Introduction : 29
II.2. Méthodes De Stabilisation 29
II.2.1. Dispositifs De Drainage 29
II.2.1.1. Collecte et canalisation des eaux de surface 30
II.2.1.2. Tranchées drainantes 30
II.2.1.3. Masques et éperons drainant 31
II.2.1.4. Drains verticaux 32
II.2.1.5. Drainages subhorizontaux 32
II.2.3. Boisement et Végétation 34
II.2.4. Terrassement 34
II.2.4. 1. Allègement en tête 34
II.2.4.2. Butée en Pied 35
II.2.4.3 Reprofilage 36
II.2.4.4 Purge 37
II.2.4.5 Substitution Totale ou Partielle 37
II.2.5 Élément résistant 39
II.2.5.1. Soutènement 40
II.2.5.2 Renforcement 44
II.2.5.2.1 Renforcement Par Clouage 44
II.2.5.2.2 Renforcement Par Tirant D'ancrage 50
II.2.5.2.3 Renforcement Par Géosynthétique 52
II.3 Renforcement En Remblais Type Terre Renforcée Par Armature 58
II.4. Choix de la méthode de stabilisation d'un glissement de terrain 60
II.4.1. Conditions techniques 60
II.4.2. Conditions économiques 60
II.4.3. Contraintes sociopolitiques 60
II.4.4. Environnement et esthétique 61
II.5. Conclusion 61

CHAPITRE III : LES METHODES D'ANALYSE DE LA STABILITE DES PENTES :

III.1. Introduction 62
III.2. La résistance au cisaillement des sols. 62
III.3. Sols grenus et sols fins. 62
III.3.1. Résistance de pic et résistance résiduelle 63
III.3.2 Évaluation de la résistance au cisaillement 64
III.3.3 loi de coulomb (1775) 64
a) comportement à court terme et comportement à long terme 64
b) Courbe intrinsèque, critère de Mohr Coulomb 65
III.3.4. Les contraintes à la rupture et les paramètres de la résistance au cisaillement : 66
B). Les facteurs influents sur les paramètres de la résistance au cisaillement.71
B.1. Dans Les Sols Pulvérulents (Sables Et Graviers) 71
B.2. Dans les sols cohérents (argiles et limons) 72
III.3.5. Modèles simplifiés d'analyse de comportement des sols.....73
A. Notion De Contrainte Effective 73
B. Sols Pulvérulents (Sables Et Graviers) 73
C. SOLS FINS.....73

III.4 Principe de calcul à la rupture..... 77
III.5. Méthodes de calcul à la stabilité 79
III.5.1 Méthode des éléments finis 80
III.6. L'objectif des méthodes de calcul 81
III.6.1. Définition du facteur de sécurité 81
III.6.2. Choix de la valeur de F dans le calcul de stabilité.....82
III.6.3. Comparaison et difficultés entre les différentes méthodes 83
III.7. Méthode des tranches 84
III.7.1. Méthode de Bishop simplifiée 86
III.7.2. Méthode de Fellenius (1927) 87
III.7.3. Méthode de Morgenstern et Price (1965) 89
III.7.4. Méthode de Sarma (1973) 89
III.7.5. Méthode de Spencer (1967) 90
III.7.6 Méthode de Janbu simplifiée 90
III.8. Traitement de calcul par la méthode tranche.....90
III .9 synthèse des méthodes de rupture dans l'analyse de la stabilité des talus…. 91
III.10. Conclusion. 92

CHAPITRE IV : LA RECONNAISSANCE DU SITE ET DES SOLS :

IV PRESENTATION DU PROJET 93
IV.1. Introduction 93
IV.2. Présentation De La Région 93
IV.2.1. Contexte géologique de la région 94
IV.2.2. Morphologie de la région 94
IV.2.3. Sismicité de la région 96
IV.2.4. Classification du site..... 97
IV.2.5. Climat de la région 97
IV.3. Présentation du site 98
IV.3.1. Contexte géologique local 99
IV.4. Diagnostic du glissement 99
IV.4.1. Signes et description du glissement 99
IV.4.1.1. Dégradations de chaussée 99
IV.4.1.2. Versant amont instable.....101
IV.4.1.3. Système D'assainissement 103
IV.4.2. Causes probables du glissement 104
IV.5. LES RECONNAISSANCES GEOTECHNIQUES : 104
IV.6. Essai in-situ 105
IV.6.1. Sondage carotté 106
IV.6.1.1. Description des coupes de sondages 106
IV.6.2. Essais au pénétromètre dynamique 106
IV.6.2.1Principe de l'essai 107
IV.6.2.2: Capacité portante 107
IV.6.2.9. Résultats btenus.....107
IV.7. Essais de laboratoire 107
IV.7.1. Teneur en eau 108
IV.7.1.1. but de l'essai 108
IV.7.1.2. Définitions et théorie 108
IV.7.1.3. L'équipent et les matériaux 108
IV.7.2. Degré de saturation Sr % 109
IV.7.3. Poids spécifiques 109
IV.7.3.1. Poids spécifique du sol sec « γd» 109

IV.7.3.2. Poids spécifique des grains du sol « γs» 109
IV.7.3.3. Résultats obtenus.....09
IV.7.4. Analyse granulométrique 110
IV.7.4.1. L'analyse granulométrique par tamisage..... …111
IV.7.4.1.1 But de l'essai 111
IV.7.4.1.2Définitions et théorie 111
IV.7.4.2. Analyse granulométrique par sédimentation 112
IV.7.4.2.1But de l'essai 112
IV.7.IV.2.2Définitions et théorie 112
IV.7.5. Limites d'Atterberg 113
IV.7.5.1. But de l'essai 113
IV.7.5.2 Définitions et théorie 113
IV.7.5.3. Résultats obtenus 115
IV.7.6 Essais de cisaillement direct 116
IV.7.6.1. Objet de l'essai 116
IV.7.6.2 Types d'essais 116
IV.7.6.3. Résultats obtenus 116
IV.7.7. Essai de Compressibilité à l'Odomètre 117
IV.7.7.1. Résultats obtenus 118
IV.7.8. Essais d'analyse chimique 118
IV.7.8.1 Résultats obtenue 118
IV.7.8.2 TENEUR EN CARBONATES DE CALCIUM 119
IV.7.8. 3. Résultats obtenus 119
IV.8. Classification des sols 119
IV.8.1. But de la classification 119
IV.8.2. La classification LPC des sols 119
IV.8.3 Classification des sols grenus 120
IV.8.4 Classification des sols fins 120
IV.9. Conclusion 121

CHAPITRE V : VERIFICATION DE LA STABILITE DU TALUS :

V.1. Introduction.....122
V.2. Présentation du logiciel « TALREN4 » 122
V.2.1. Les avantage de TALREN4 122
V.2.2. Les nouvelles fonctionnalités de calcul 123
V.2.3. Le calcul en TALREN4 123
V.2.4. Les Principales Caractéristiques De Talren 4 123
V.2.4.1 L'interface graphique interactive 123
V.2.5. Les différentes options pour la manipulation de l'interface 124
V.2.5.1. Le menu, les barres de boutons et le navigateur 124
V.2.5.2. La Barre De Boutons Principale 124
V.2.5.3. Barre de boutons contextuelle "Données du projet".....125
V.2.5.4. Barre de boutons contextuelle "Phasage/Calculs".....125
V.2.5.5. Tableau récapitulatif des caractéristiques de sol 126
V.2.5.6. Tableau récapitulatif des renforcements 126
V.2.5.7. Tableau récapitulatif des surcharges 127
V.2.6. Gestion du phasage 128
V.2.7. Les conditions hydrauliques 130
V.3. Analyse de la stabilité de talus 132
V.3.1. Définition des données.....132
V.3.2. Calcul et vérification (cas d'étude) 133

V.3.3. Hypothèses de calcul 133
V.3.3.1. Actions du séisme 134
V.3.3.2. Le trafic routier 134
V.3.3.3. Données géotechniques..... 134
V.3.3.4 Méthode d'analyse de calcul 134
V.3.3.5 Coefficient de sécurité..... 134
V.3.4. Géométrie du modèle 135
V.3.5. Calcul du facteur de sécurité 136
V.3.6. Modélisation du talus sans confortement 136
V.3.6.1. Effet de la nappe sur le coefficient de sécurité 137
V.3.6.2. Effet du séisme sur le coefficient de sécurité 138
V.3.6.2.1 Les résultats obtenus 139
V.4. Conclusion 139

CHAPITRE VI : ETUDE DE CONFORTEMENT :

VI.1. Introduction 140
VI.2. Méthode de confortement et de stabilisation 140
VI.3. Géométrie du modèle 141
VI.4. Confortement Par Un Mur De Soutènement Reposant Sur Deux Séries De Pieux En Béton Armé 142
VI.4. 1.Position des pieux 142
VI.4. 2.Caractéristiques du système de renforcement 143
VI.4. 3.Données géométriques 144
VI.5. Drainage des eaux 145
VI.6. Modélisation du système de confortement : 146
VI.6.1. Interprétation des résultats 147
IV.7. Conclusion 148

CONCLUSION GENERALE : 149
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES : 151
LES ANNEXES : 153

LISTE DES FIGURES.

CHAPITRE I :

Figure 0.1 Pentes Naturelles.
Figure 0.2 Pente artificiels
Figure 10.3 Digues et barrages en terre.
Figure 0.4 : Exemple schématique d'un écroulement
Figure 0.5 : Eboulement spectaculaire de terrain à AOKAS (Bejaïa)
Figure I..6 : Exemple schématique d'un coulée de boueuse.
Figure.0.7 : Le mécanisme de coulée de boueuse.
Figure 0.8 ; Exemple schématique d'un effondrements de cavité souterraine
Figure 0.9 : Effondrement d'une cavité naturelle par dissolution du gypse Bargement. France [1996].Source: Ladghem Chicouche Fadil
Figure 0.10 Exemple schématique d'une dispersion
Figure 0.11 : Photo d'Affaissement de terrain (Setif, Algerie).
Figure 0.12 Exemple schématique d'une Affaissement
Figure 0.13 : tassement différentie del tour de pise [Italie]
Figure 0.14 : Exemple schématique d'un tassement
Figure 0.15 : Exemple schématique d'un fluage.
Figure 0.16 : Exemple schématique d'un retrait-gonflement .
Figure 0.17 : Exemple schématique d'une Solifluxion .
Figure I.0.18 : Eléments descriptifs d'un glissement de terrain .
Figure 0.19 Glissement plan sur la RD 28 sur la commune de Merlas (Isère).
Figure 0.20 : Exemple schématique d'un glissement plan
Figure 0.21 : Glissement de terrain (Guatemala)
Figure 0.22 : Exemple schématique d'un glissement rotational.
Figure 0.23 : Exemple schématique d'un glissement rotationnel complexe.
Figure 0.24 Glissement circulaire : A - à flanc de talus, B -au pied du talus et C- en profondeur.
Figure 0I.0.25 : Mécanismes de mouvement différents dans le développement aux talus
Figure 0.26 Instabilités des talus (cas des routes).
Figure I.0.27 Glissement de terrain lors du séisme Taïwan le 26/04/2010(site web) .
Figure 0.28: Différent phases de l'activité d'un glissement de terrain(Masekanya.J.P,2008).
Figure 0.29 :Stagnation des eaux en amont dans des fondations abandonnées.
Figure 0.30 Alimentation en eau de la zone glissée par ruissellement à partir des eaux stagnées en amont
Figure I.31 :Déboisement total de la zone glissée.
Figure I.32 :fissuration des poutres et des murs à Ain Hadjel.
FigureI.33 : Glissement de Tizi quartier de Bejaia. Basculement d'une habitation.
Figure 0.34 : glissement de terrain sur un tronçon d'autoroute de la RN01 au PK21 + 000
Figure 1.35: Vue partielle d'un alignementde constructions ayant subi des basculements À Boudraa Sala
Figure 0.31 : Glissement de terrain à Belouizdad. [2002]

CHAPITRE II :

Figure II.1 : tranchée drainante (Guide technique LCPC, 1998).
Figure II.2 : Coupe type d'une tranchée drainante..
Figure II.3 : Tranchée drainante.
Figure II.5: Types d'éperons drainants.

Figure II.6: Drains subhorizontaux.
Figure. II.7 Allègement en tête (Guide technique LCPC, 1998).
Figure II.8: Allégement en tête .
Figure II.9: Butée de pied.
Figure.II.10 Butée de pied (Guide technique LCPC, 1998).
Figure.II.11 Reprofilage (Guide technique LCPC, 1998).
Figure.II.11 ; Purge (Guide technique LCPC, 1998).
Figure II.12: Substitution totale des matériaux glissés.
Figure II.13: Substitution partielles des matériaux glissés.
Figure II.14: type de renforcement.
Figure II.15; Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée
Figure II.16; Les palplanches
Figure II.17; Mur de soutènement en gabion.
Figure II.18; Illustration d'un renforcement par mur de soutènement (BENHADOUCHE et NEHAOUA, 2010).
Figure II.19; Illustration d'un mur de soutènement en BA avec chaise intermédiaire (SANGLERAT, 1983).
Figure II.21: Voile en béton projeté armé par des nappes de treillis
Figure II.22: Massif en sol clou.
Figure II.20: Clouage d'un talus instable.
Figure II.23: Schéma de principe des pieux.
Figure II.24: Schéma de principe de paroi moulée.
Figure II.25-a: . Forage préalable.
Figure II.26-: Schéma de mis en œuvre de paroi moulée.
Figure II.27: . Exemple de stabilisation d'un talus par tirants d'ancrage ..
Figure II.28: Renforcement par poutre ancrées.
Figure II.29: Renforcement par géosynthétique .
Figure II.30: Applications de géosynthétiquescomme drains et filtres...
Figure II.31: Typologie des géotextiles.
Figure II.32: Les différentes fonctions. Des géotextiles
Figure II.34: . Géogrille tissé..
Figure II.35: Exemple de géogrille biaxiale
Figure II.36: coupe montrant la Mise en œuvre du géogrille
Figure II.37: Exemple de structure du géocomposite de drainage
Figure II.38: . Renforcement type terre arme (lanières géo- synthétiques et nappes en géotextiles)

CHAPITRE III :

Figure III.1 : courbe de cisaillement types de sols.
Figure III.2 : Représente la courbe intrinsèque
Figure III.3: Critère de rupture de Mohr-Coulomb
Figure III.4: graphique d'équation de coulomb
Figure III.6: l'enveloppe de rupture de Mohr et Mohr coulomb.
Figure III.7 : résistance au cisaillement non drainé Cu.
Figure III.7: Droite de Colomb pour un sol pulvérulent
Figure III.8: schéma de la boite de cisaillement
Figure III.9: changement de volume d'un sable pendant un cisaillement (ε = déformation longitudinale)
Figure III.10: schéma de l'appareil triaxial
Figure III.11: interprétation des différents types d'essais triaxiaux

Figure III.12: Surface de rupture
Figure III.13: Les inconnues de la méthode des tranches.

CHAPITRE IV :

Figure IV.1: Situation géographique de Médéa
Figure IV.3: Extrait de la carte géologique de Médéa, feuille n°86, échelle 1/50000
Figure IV.4: Carte de zonage sismique de l'Algérie
Tableau IV.2 : Classification des sites (d'après la RPA 2003).
Figure IV.5: Image google earth montrant le site du glissement
Figure IV.6: Réparations locales, faïençage, rupture au pied du versant.
Figure IV.7 : Affaissement majeur.
Figure IV.8 : Chaussée affaissée, collecteur transversal obstrué.
Figure IV.9 : Versant amont instable.
Figure IV.10 : Ruptures à 200m en amont de la route.
Figure IV.11 : Ruptures et sources à 150m en amont du CW08.
Figure IV.12: Fossé en terre déformé.
Figure IV.13: Fossé en terre déformé.
Figure IV.14: Plan d'implantation des essais in situ
Figure IV.15: Réalisation du sondage SC2
Figure IV.16: Caisses à carottes du sondage SC2
Figure IV 17: Pénétromètre dynamique
Figure IV.20 ; le matérielle utilisé pour déterminer la teneur en eaux
Figure IV.20 ; le matérielle utilisé pour analyse granulométrique
Figure IV.21 ; équipement de l'analyse granulométrique par sédimentation
Figure IV.22. : Appareille de CASAGRANDE.
Fuguer IV.23 : appareil de cisaillement
Fuguer IV.24 : appareil de l'Odomètre
Fuguer IV.25 : La courbe œdométrique

CHAPITRE V :

Figure V.1: Interface du TALREN4
Figure V.2 : exemple du menu Données.
Figure V.3 : la barre de boutons principale
Figure V.4 : la barre de boutons contextuelle "Données du projet
Figure V.5 : la barre de boutons contextuelle "Phasage/Calculs".
Figure V.6 : exemple de tableau récapitulatif des couches de sol.
Figure V.7: exemples de représentation graphique de renforcements
Figure V.8 : exemple de tableau récapitulatif des renforcements.
Figure V.9: exemple de tableau récapitulatif des surcharges
Figure V.10 : gestion des phases et situations.
Figure V.11 : navigateur des phases et situations.
Figure V.12 : définition d'une nappe phréatique.
Figure V.13 : Organigramme montrent les différentes options de la barre d'outil TALREN4.
Figure V.14: Levé topo présentant les coupes choisies pour l'analyse du modèle
Figure V.15: Domaine d'analyse
Figure V.16 : Cas d'un cercle de rupture sans prise en compte de la nappe.
Figure V.17 : Cas d'un cercle de rupture avec prise en compte de la nappe
Figure V.18 : Cas d'un cercle de rupture avec séisme.

CHAPITRE VI :

Figure VI.1: Géométrie du modèle
Figure VI.2: vue en plan la disposition des pieux
Figure VI.3: vue en plan l'espacement entre les pieux
Figure VI.4: vue en 3D de terrain avec les pieux
Figure VI.5. Les dimensions de mur de soutènement et pieux.
Figure VI.6: Dimensions du fossé existant au pied du talus amont
Figure VI.7. Les systèmes de Drainage
Figure VI.8 : Coefficient de sécurité après confortement avec séisme.

LISTE DES TABLEAUX :

CHAPITRE I :

Tableau I.1 : La classification de glissement de terrain (Office fédéral de l'environnement Division Prévention des dangers ; 2009)
Tableau I.2 : Classification selon l'activité (en fonction de la vitesse moyenne de glissement en cm par an à long terme).
Tableau I-3 : échelle, vélocité et importance des destructions probables.

CHAPITRE III :

Tableau III.1 : Calcul de stabilité pour les deux types des sols (Résistance au Cisaillement par Jean-Pierre MAGNAN livre Laboratoire Central des Ponts et Chaussées année 2000).
Tableau III.2: Caractéristiques des méthodes de rupture dans l'analyse de la stabilité des talus.
Tableau III.3: Différentes définitions d'un coefficient de sécurité.
Tableau III.4: valeurs de F en fonction de l'importance.
Tableau III.5: Les valeurs du coefficient de sécurité F.
Tableau III.6: synthèse des méthodes de rupture dans l'analyse de la stabilité des talus

CHAPITRE IV :

Tableau IV.1: Coefficients d'accélération (A).
Tableau IV.2 : Classification des sites (d'après la RPA 2003).
Tableau IV.3: la densité des sols.
Tableau IV.4: Caractéristiques physiques.
Tableau IV.5 classification du sol se base LCPC
Tableau IV.6: Qualificatif de la fraction du sol constitué d'éléments inférieurs à 400 µm en Fonction de l'indice de plasticité.
Tableau IV.7: ordre de grandeur.
IV.8: Qualificatif du sol en fonction de l'indice de consistance.
Tableau IV.9: état de consistance de sol en fonction de « IL » .
Tableau IV.10: relation entre le gonflement et la limite de liquidité (DAKSHANMTY et RAMAN 1973).
Tableau IV.11: Résultats de la classification des sols du site.
Tableau IV.12: Résultats de la résistance au cisaillement des sols du site.
Tableau IV.13 : La classification des sols fins utilise les critères de l'œdomètre liés aux essais de consolidation en fonction de Cc : indice de compression.
Tableau IV.14: Résultats de la Caractéristiques chimiques du sol du site
Tableau IV.15: quelque valeurs indicatives (d'après Boeck cité par Filliat)

CHAPITRE V :

Tableau.V.1. Tableau des données de base de calcul introduites dans le logiciel de calcul de stabilité
Tableau V.2: Effet de la nappe sur le coefficient de sécurité.
Tableau V.3: Effet du séisme sur le coefficient de sécurité.

INTRODUCTION GENERALE :

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

L'estimation de la sécurité vis-à-vis du risque de rupture est une question complexe dont la réponse fiable est à la charge de l'ingénieur géotechnicien. L'étude d'un talus comporte, outre la reconnaissance du site et l'identification des caractéristiques mécaniques des sols, un calcul de stabilité pour déterminer d'une part, le cercle de rupture le long de laquelle le risque de glissement est le plus élevé d'autre part, la valeur correspondante du coefficient de sécurité. Notre étude s'inscrit dans ce contexte et propose l'analyse de la stabilité d'un glissement de terrain survenu sur le **CW 08 (PK46+300)**, entre MEDEA et BENI ATELLI, dans la Wilaya de Médéa. L'objectif de ce travail vise à identifier les causes réelles de cette instabilité et d'étudier les confortements adéquats permettant d'opter pour la meilleure solution (optimale). Le travail réalisé est mené suivant une méthodologie standard entamée par une reconnaissance du site puis une préparation des données et une simulation du problème, aboutissant au développement des solutions éventuelles de confortement. Cette reconnaissance permet aussi de caractérise, avec fiabilité, la lithologie du massif du sol du site étudié. La dernière étape consiste à comparer les solutions pour choisir le meilleur confortement de point de vue technique et économique. L'outil informatique de calcul utilisé est le logiciel TALREN4.

Après une introduction générale, le présent mémoire de fin d'études, pour l'obtention du titre de Master, est constitué de plusieurs chapitres organisés et regroupés en deux parties principales : La 1er partie, théorique, composée de trois chapitres permettant de cerner les notions de base et concepts liées à la problématique des glissements de terrains, des méthodes de calculs et des procédés de confortements utilisés en pratique. La 2eme partie, pratique, commencée par la présentation du projet, est suivie par la synthèse de la reconnaissance géotechnique réalisée puis terminée par une analyse de la stabilité globale du talus, maniant le logiciel « TALREN4 ». Ceci a permis de dégager les options des solutions de confortement possibles. Enfin, l'ensemble est chapoté par une conclusion générale.

.

CHAPITRE N° : I

GENERALITES SUR LES MOUVEMENTS DES TERRAINS :

CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES MOUVEMENTS DES TERRAINS.

I.1. Introduction :

Les glissements de terrain sont des phénomènes géologiques localisés se traduisant par des mouvements gravitaires d'une partie du sol constituant les versants, et se déplaçant sous l'effet de son poids propre. Les mouvements sont alors complexes avec des composantes de déplacement en rotation et en translation le long d'une surface de rupture franche en profondeur. Ils s'accompagnent de développement de fissures et d'affaissements, souvent préjudiciables pour le bâti et les infrastructures en surface.

Les mouvements de terrain sont très variés, par leur nature (glissements de terrains et éboulements rocheux, coulées de boues, effondrements de vides souterrains, affaissements gonflement ou retrait des sols, ...). [1]

L'étude d'un talus comporte, outre la reconnaissance du site et le choix des caractéristiques mécaniques des sols, un calcul de stabilité pour déterminer d'une part le cercle de rupture le long de laquelle le risque de glissement est le plus élevé, d'autre part la valeur correspondante du coefficient de sécurité.

I.2 Définition Des Mouvements De Terrains :

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

Les volumes en jeu sont compris entre quelques mètres cubes et quelques millions de mètres cubes. Les déplacements peuvent être lents (quelques millimètres par an) ou très rapides (quelques centaines de mètres par jour).

I.3. Différentes Formes D'instabilité D'une Pente :

Dans leur construction et leur fonctionnement, les talus subissent des conditions de chargement variées. Nous pouvons classer les types de rupture liés aux mouvements de terrains, en deux groupes ; ceux associés à la pente naturelle et ceux des talus artificiels.

- **Pentes naturelles**

Il s'agit des talus existants, peu homogènes et présentant des variations géologiques et éventuellement des discontinuités. Les accidents observés dans ce cas montrent qu'il est possible de classer les instabilités de terrain en plusieurs familles :

- L'écroulement ;
- le fluage et la solifluxion ;
- la coulée boueuse ;
- le glissement..

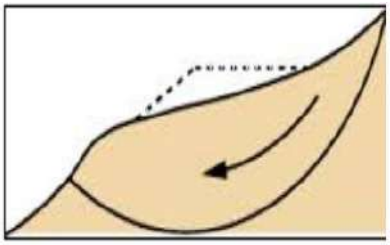


Figure I.1: *Pentes Naturelles*

- **Talus artificiels**

Les talus artificiels sont essentiellement affectés par des glissements et parfois par des phénomènes de fluage. On peut les classer en fonction des types d'ouvrages .

Pour chaque type, on peut identifier certains modes de rupture, ils sont distingués ci-dessous.

- Talus en déblais et talus en remblais sur sols peu compressibles ;
- Talus en remblais sur sols très compressible ;
- Digues et barrages en terre.

I.4. Principaux Mouvements De Terrain (talus artificiels) :

I.4.1. Talus en déblais et talus en remblais sur sols peu compressibles :

Les ruptures ont, d'une façon générale, l'allure de glissements rationnels circulaires. On distingue :

- ✓ Les cercles de talus se produisent généralement dans les sols hétérogènes, la base du cercle correspondant à une couche plus résistante ;
- ✓ Les cercles de pied (sont les plus courants dans ce type d'ouvrages) ;
- ✓ Les cercles profonds ne se produisent que dans le cas où le sol situé sous le niveau du pied du talus est de mauvaise qualité [2].

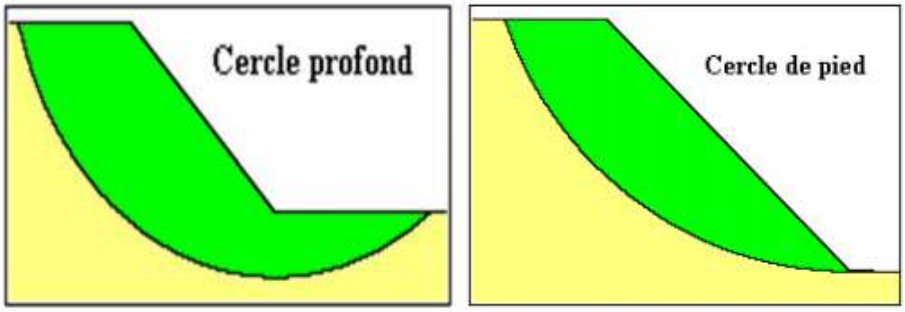


Figure I.2: *Pente artificiels*

I.4.2. Talus en remblais sur sols très compressibles :

La rupture constatée dans des remblais en sol compacté (remblai routier par exemple) repose sur une couche d'argile molle, de vase ou de tourbe souvent profonde. Les cercles de rupture sont tangents à la base de la couche molle lorsque celle-ci est relativement peu épaisse.

Si le facteur de sécurité vis-à-vis de la rupture est peu élevé tout en étant supérieur à 1, il peut se produire un fluage du sol de fondation entraînant un tassement anormal du remblai latéral de la couche molle et une perte de résistance du remblai ou de la fondation ou des deux .

I.4.3. Digues et barrages en terre :

L'étude de la stabilité des talus amont et aval est la partie essentielle de la conception des barrages en terre. Différents cas doivent être étudiés en tenant compte de l'état des pressions interstitielles à l'intérieur de la digue.

Pratiquement, on calculera le facteur de sécurité FS le long des cercles glissement supposés:

- ✓ pendant la construction et peu après la construction ;
- ✓ lorsque le barrage vient d'être rempli (avec percolation permanente) ;
- ✓ lors d'une vidange rapide [2].

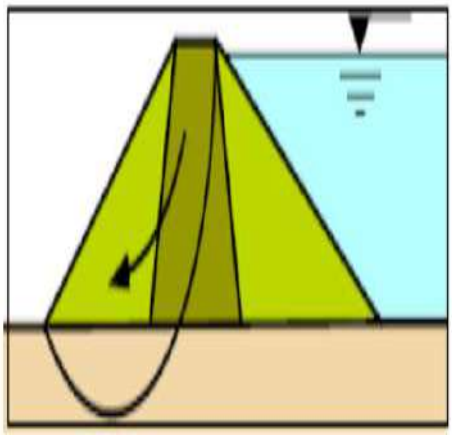


Figure I.3: *Digues et barrages en terre*

I.5 Types De Mouvement De Terrain naturelles :

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. [3]

I.5.1 Les mouvements rapides et discontinus :

Ils se propagent de manière brutale et soudaine. Ils regroupent les écroulements 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.

I.5.1.1 L'écroulement :

Il s'agit de la chute soudaine des masses rocheuses importantes, Il est spectaculaire et dangereux. Le traitement de ce phénomène relève de la mécanique des roches [4].
Le mécanisme initial peut s'expliqué par le développement d'une surface de glissement inclinée. Le mécanisme de mouvement de l'écroulement est déterminé par la topographie, de même que par l'interaction marquée entre les composants de la masse écroulée et par leur fragmentation intense. Comme illustre la figure I.4 [5].

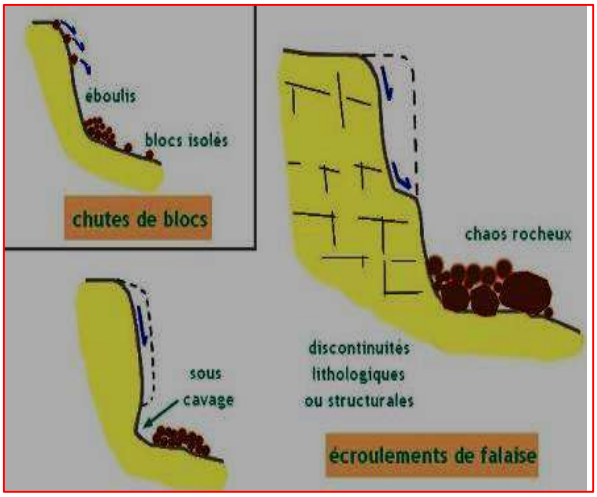


Figure I.4 : *Exemple schématique d'un écroulement*



Figure I.5 : *Eboulement spectaculaire de terrain à AOKAS (Bejaïa)*

I.5.1.2 La coulée boueuse :

La coulée boueuse est due à des infiltrations d'eau (la matrice fine atteint une teneur en eau très élevée), provoquant des mouvements des sols dans lesquels les matières glissées se comportent comme un liquide. Elle se produit généralement en montagne.

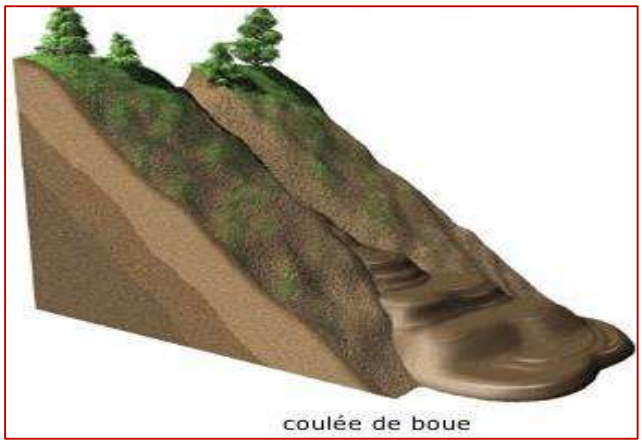


Figure I.4 *: Exemple schématique d'un coulée de boueuse*



Figure I.5 : *Le mécanisme de coulée de boueuse*

I.5.I.3 Les effondrements de cavités souterraines:

Déplacements verticaux instantanés de la surface du sol par rupture brutale de cavités souterraines préexistantes, naturelles ou artificielles (mines ou carrières), avec ouverture d'excavations. [6].

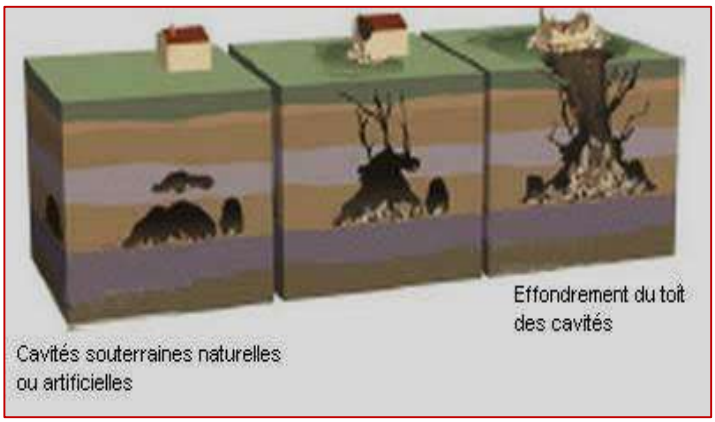


Figure I. 8 : *Exemple schématique d'un effondrement de cavité souterraine*



Figure I. 9 : *Effondrement d'une cavité naturelle par dissolution du gypse Bargement. France [1996].Source: Ladghem Chicouche Fadil*

I.5.1.4 Les dispersions :

Une dispersion, est une extension d'une masse de sol ou roche cohésive, combinée à un affaissement général de la masse fracturée de matériau cohésif dans un matériau sous-jacent plus tendre. La surface de rupture n'est pas une surface de cisaillement intense. Les dispersions peuvent résulter de la liquéfaction ou de l'écoulement des matériaux plus tendres.

I.5.2 Les mouvements lents et continus :

Seuls les mouvements rapides sont directement dangereux pour l'homme. Leurs conséquences sont d'autant plus graves que les masses déplacées sont importantes. Les conséquences des mouvements lents sont essentiellement socioéconomiques ou d'intérêt public. 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. [7].

I.5.2.1 L'affaissement :

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

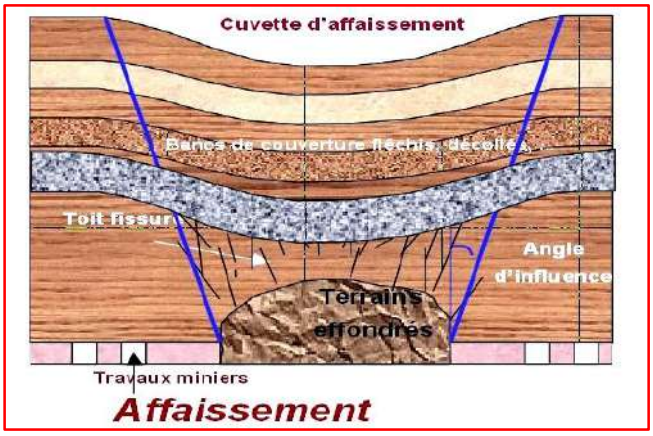


Figure I.7: *Exemple schématique d'une Affaissement*



Figure I.6 : *Photo d'Affaissement de terrain (Setif, Algerie).*

I.5.2.2 Le tassement :

Le tassement du sol est sa déformation verticale due à l'application telles que les remblais les fondations ou son propre poids. Les tassements peuvent être uniformes ou différents d'un point à l'autre selon la nature du sol en place. Dans les sols non saturés les tassements sont presque instantanés mais dans les sols saturés, ils peuvent s'étendre sur quelques secondes dans les sols sableux-graveleux, jusqu'à plusieurs dizaines d'années dans les argiles peu perméables. Pour vérifier la conformité des structures vis-à-vis des conditions de sécurité et de service on doit faire un calcul de tassement. [8]

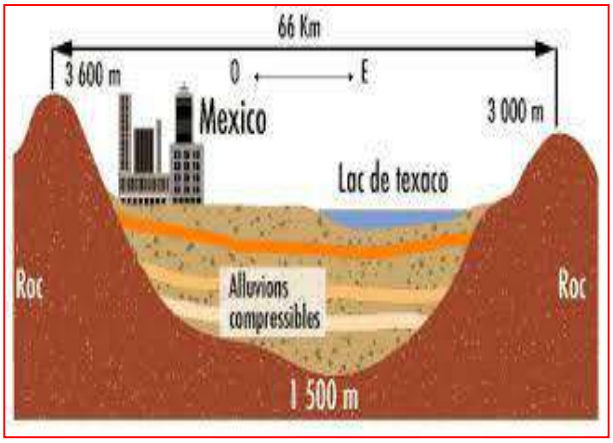


Figure I.9 *: Exemple schématique d'un tassement*



Figure.8 *: tassement différentie de tour de pise [Italie]*

I.5.2.3 Le fluage :

Il s'agit du mouvement lent du sol sans modification des efforts appliqués [5]. Dans le cas du fluage, il est difficile de mettre en évidence une surface de rupture 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. La figure I.2 montre le mécanisme du phénomène de fluage [9].

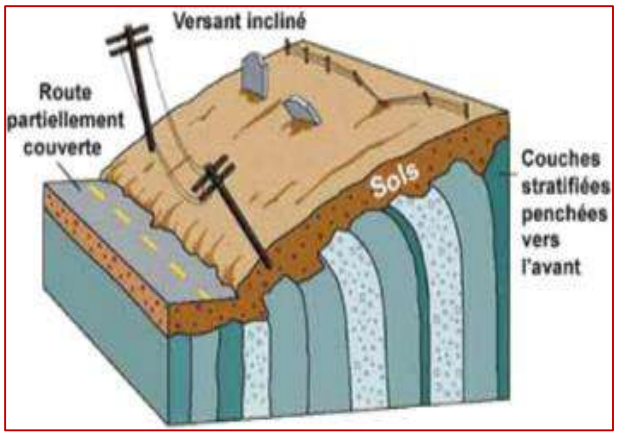


Figure I.10 : *Exemple schématique d'un fluage*

I.5.2.4 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). à l'inverse, un nouvel apport d'eau dans ces terrains produit un phénomène de gonflement.

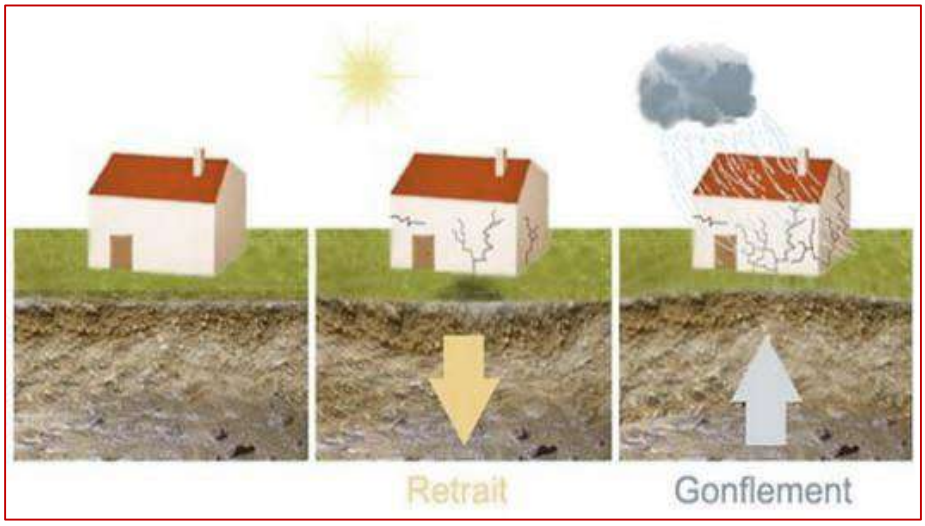


Figure I.11 *: Exemple schématique d'un retrait-gonflement .*

I.5.2.5 Solifluxion :

Ce phénomène s'accentue sous l'effet du gel-dégel, particulièrement au moment du dégel quand le matériau de surface est saturé et qu'un sol gelé subsiste en profondeur. En général les solifluxions touchent superficiellement (profondeur inférieure à 2m) les sols meubles et spécialement les versants marneux. Elles sont caractérisées par une zone de départ inexistante et une faible extension des masses en mouvement. [8

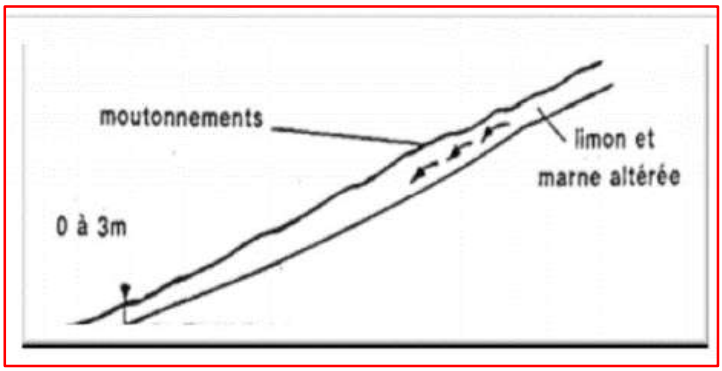


Figure I.12 *: Exemple schématique d'une* Solifluxion .

I.5.2.6. Le glissement :

Les glissements de terrains sont des déplacements lents d'une masse de terrains cohérents le long d'une surface de rupture généralement courbe ou plane [9]. L'extension des glissements de terrain est variable, allant du simple glissement de talus très localisé au mouvement de grande ampleur pouvant concerner l'ensemble d'un versant. Les profondeurs des surfaces de glissement varient ainsi de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres de profondeur. On parle de glissements superficiels dont les signes visibles en surface sont souvent spectaculaires (fissures dans les murs des habitations, bourrelets dans les champs, poteaux penchés…) et de glissements profonds qui présentent moins d'indices observables et qui sont donc plus difficilement détectables.

Un glissement de terrain se caractérise par [10] :

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

- **Le couronne :** zone située au-dessus de l`escarpement principal souvent peu affecte par le désordre. Seules quelques fissures ou crevasses témoignant de la mise en traction des terrains dans ces zones.
- **La tête :** c`est la limite amont du glissement et plus précisément partie ou le matériau glissé se trouve en contact avec l`escarpement principal.

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

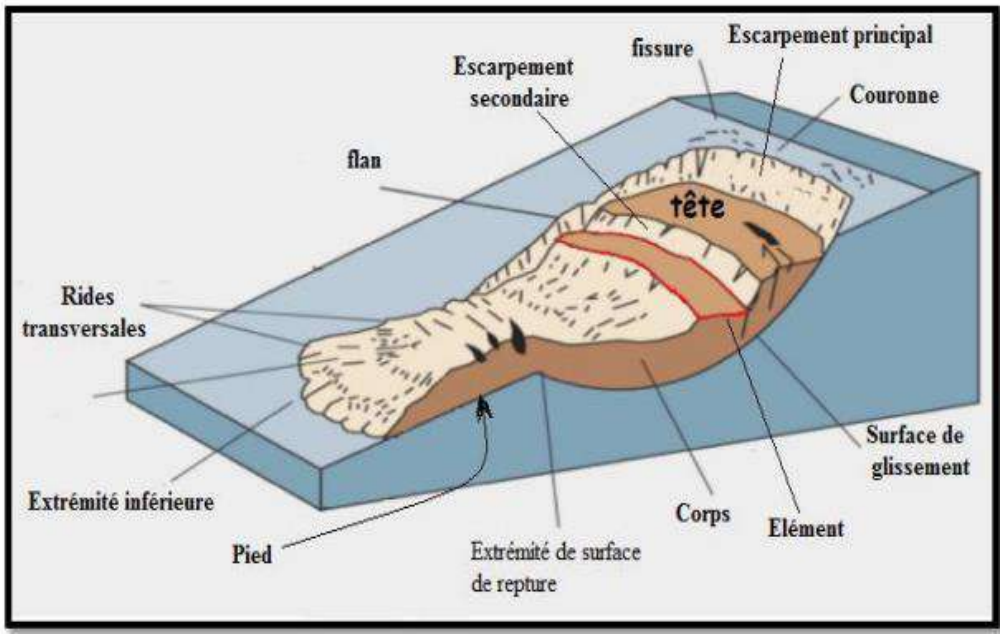


***Figure I.13** : Eléments descriptifs d'un glissement de terrain .*

I.6. Diffèrent Types De Glissements [11]:

Colas et Pilot (1976) distinguent deux types de mouvements, qui diffèrent par la géométrie et la surface de rupture :

- les glissements plans;
- les glissements rotationnels simples et complexes.

I.6. 1.Les glissements plans :

Ils se produisent lorsqu'existe une surface topographique pouvant guider une rupture plane: couche de caractéristiques médiocres, contact manteau d'altération - substratum (Figure I.18).

On en verra une application dans le cas des versants naturels. [12]

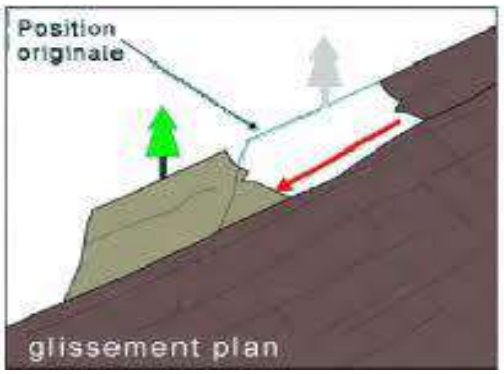


Figure I.14 *: Exemple schématique d'un glissement plan*



Figure I.15 : *Glissement plan sur la RD 28 sur la commune de Merlas (Isère).*

I.6. 2.Les glissements circulaire ou rotationnel :

Les glissements de type circulaire ou rotationnel sont plus ou moins profonds, où la rupture se fait suivant une surface courbe dont la forme exacte, en coupe verticale, n'est jamais connue, et que l'on tend à assimiler pour des considérations théoriques à un cercle ou à une cycloïde. Le mouvement se manifestent en général à trois niveaux, pieds, flanc et cercle profond [13], il est caractérisé en général par l'existence d'une zone de départ nette et par un bourrelet frontal plus ou moins marqué ; le remaniement interne dépend de la nature des terrains et de l'importance du déplacement. Il se produit en particulier en terrains meubles, dans les roches homogènes à faible cohésion ou très divisées (fréquents dans les marnes et les argiles).

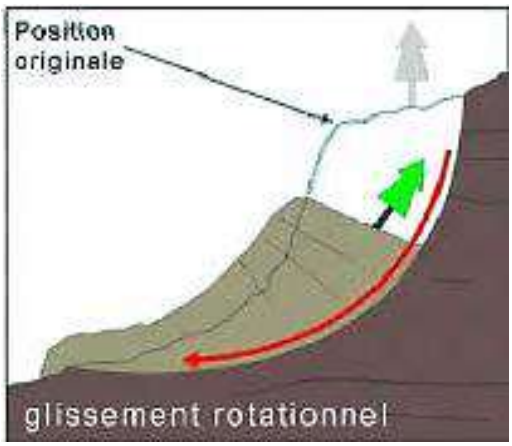


Figure I.17 : *Exemple schématique d'un glissement rotationnel.*

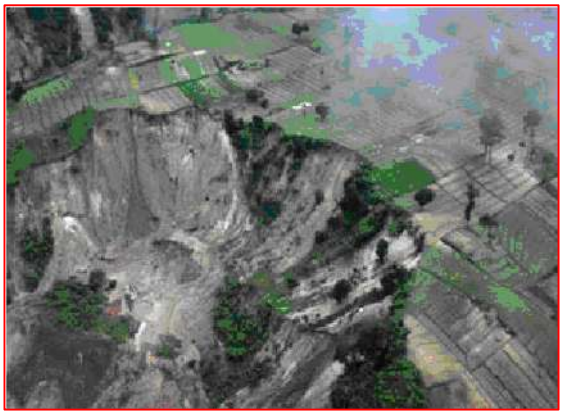


Figure I.16 : *Glissement de terrain (Guatemala)*

I.6. 3.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 remontant vers l'amont. [14]

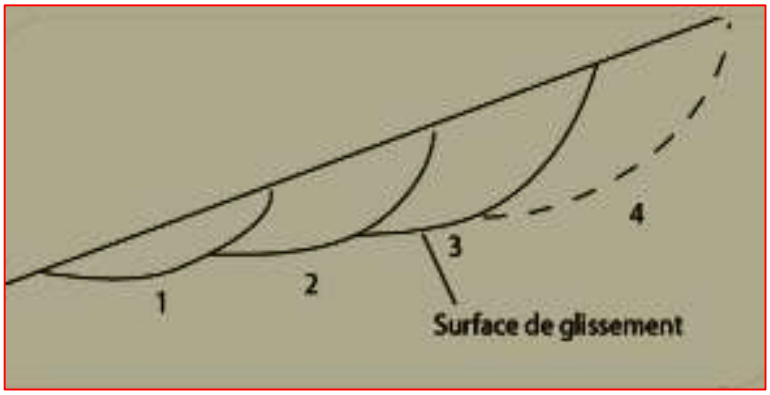


Figure I.18 : *Exemple schématique d'un glissement rotationnel complexe*

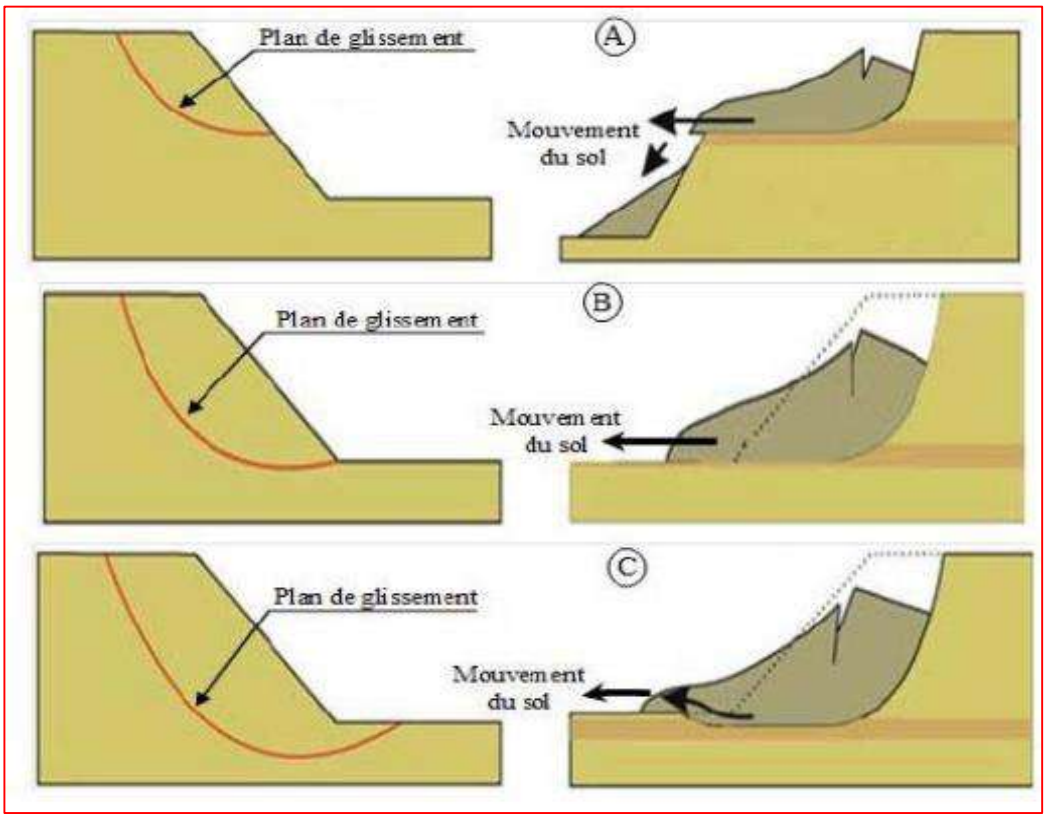
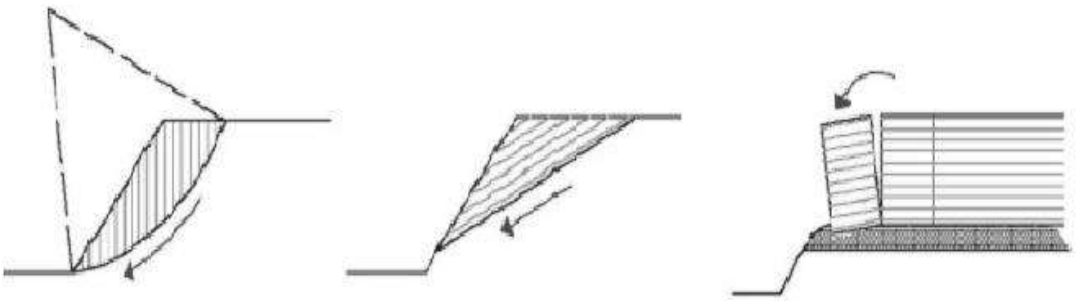


Figure I.19 : *Glissement circulaire : A - à flanc de talus, B -au pied du talus et C- en profondeur.*

I.7. Mécanisme D'un Glissement De Terrain :

Souvent on ne peut pas identifier le mécanisme d'un glissement de terrain seulement par une exploration géotechnique, au lieu de cela il doit être vérifié par des mesures géotechniques. Sans connaissance du développement du mouvement on ne peut pas faire un calcul de stabilité. Il y'a trois mécanismes différents [15]. (Voir figure I.6)

1. Mouvements rotatifs ;
2. Mouvements de translation ;
3. Mouvements basculants.



a) Rotation b) Translation c) Basculement

Figure I.20 : *Mécanismes de mouvement différents dans le développement aux talus [8]*

I.8 Classification Des Glissements De Terrains

Les glissements de terrain sont souvent classés en considérant leur magnitude. Cette magnitude ou intensité peut être exprimée de manière quantitative et qualitative. La classification d'un glissement de terrain se fait selon plusieurs paramètres, nous citons dans ce qui suit les deux paramètres les plus importants qui sont la surface du mouvement ainsi que sa vitesse moyenne [9].

Tableau I.1 : La classification de glissement de terrain (Office fédéral de l'environnement Division Prévention des dangers; 2009)

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

I..2 Classification selon l'activité (en fonction de la vitesse moyenne de glissement en cm par an à long terme)

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

Comme on peut trouver des cas où le glissement peut être plus rapide aussi la masse en mouvement sans perdre sa compacité peut atteindre plusieurs décimètres par jour.

Le tableau suivant établi par Cruden et Varnes en 1996, tente d'établir une échelle d'intensité des glissements de terrain en tenant compte de la vitesse de déplacement de la masse à contributions.

Description	Vitesse Typique	Conséquences
Extrêmement rapide	5cm/s	Catastrophes majeure; plusieurs mort.
Très rapide	3cm/min	Perte de quelques vies; vitesse de déplacement très importante pour permettre au gens de s'échapper.
rapide	1.8cm/h	destructions de structures.
Relativement rapide	13cm/mois	Possibilité de maintenir quelques structures.
Lent	1.6cm/an	Possibilité d'envisager certaines constructions sur le versant si des travaux sont prévus.
Très lent	Très lent	Résistance de quelques structures aux mouvements de masse
Extrêmement lent		Possibilité d'aménagement avec précautions

Tableau I-3: échelle, vélocité et importance des destructions probables.

I.9 Causes Des Glissements De Terrain :

Au cœur du processus de formation d'un mouvement de terrain, le passage de l'état de stabilité de la masse de sol à l'état d'instabilité relève de causes nombreuses et variées. Certaines causes sont externes, comme par exemple l'érosion d'un bas de pente par la mer ou par une rivière, par les secousses d'un tremblement de terre, par la surcharge d'une construction, etc. D'autres causes sont considérées comme internes, telles que l'augmentation de la pression interstitielle après de fortes pluies, l'accumulation d'eaux usées rejetées dans le sol, le développement de l'altération de la roche, etc [16].



Figure I.21 : *Instabilités des talus (cas des routes).*

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

- **Les facteurs permanents**
  - La morphologie ;
  - La nature lithologique ;
  - La pente et le dénivelé ;
  - La couverture végétale.
- **Les facteurs dynamiques et déclenchant**
  - Le climat ;
  - L'action anthropique ;
  - Le séisme.

I.10.1 Les Facteurs Permanents :

A. La géologie et géomorphologie :

La lithologie constitue le matériau originel du sol et présente une sensibilité à l'altération différenciée selon sa composition minéralogique, sa structure primaire (schistosité, stratification, taille des grains, etc.) et secondaire (fissuration par des diaclases ou des failles). La lithologie peut avoir des conséquences hydrologiques importantes, notamment la relation pluie-débit et l'évolution des écoulements en période de crue [17].

B. La pente :

Elle est le résultat d'une longue histoire morphologique, sa connaissance est nécessaire pour comprendre le sens de la dynamique actuelle. Le rôle de la pente dans la genèse des mouvements de terrains s'associe avec d'autres facteurs tels que la nature lithologique, la structure et la présence d'eau. La raideur de cette pente joue donc un rôle capital dans la distribution géographique des mouvements de terrains. La topographie exerce une influence très grande sur l'intensité des ruissellements et de l'érosion [16].

c. la couverture vegetale :

D'un côté les racines des arbres peuvent contribuer à la stabilité des pentes par l'absorption d'une part de l'eau souterraine, d'un autre côté les racines ont une énorme force d'écartement qui provoque un élargissement des fissures. Les mesures géotechniques mentionnées sous les points particuliers ont le but d'enregistrer et de quantifier les causes de la déstabilisation les plus possibles.

I.10.2. Les facteurs dynamiques et de déclenchement :

A. Le climat :

Les mouvements de terrain sont intimement liés à une pluviométrie particulièrement importante. Il est difficile de connaitre avec précision le seuil pluviométrique à partir duquel les risques de mouvements sont les plus grands. Une averse brutale de forte intensité mais de durée réduite, exerce le plus souvent un effet érosif par ruissellement, alors qu'une averse de plus longue durée sur un horizon superficiel moyennement perméable provoque un fluage de couches superficielles. Ces mouvements sont déclenchés fréquemment, notamment par des surplus de la pluviométrie. Le facteur climat est souvent assimilé aux variations de la température, le vent, l'eau de surface et souterraines, la pluie, la neige, etc.

B. L'action anthropique :

L'homme, par ses nombreuses interventions lors de travaux d'aménagement, intervient surtout dans la modification morphologique du massif rocheux et des conditions hydrauliques initiales [18]. L'action anthropique peut être distinguée :

- Par l'activité humaine : surexploitation ;
- Par l'urbanisation.

C. Le séisme : Les séismes sont souvent à l'origine du déclenchement des glissements de terrains. Ils peuvent intervenir en modifiant temporairement le champ gravitaire appliqué au versant. Les vibrations entraînent l'apparition d'une force proportionnelle en module du poids du volume du sol considéré et dont la direction varie selon le type de vibration. Dans tous les cas, la répartition des contraintes se trouve temporairement modifiée et les contraintes de cisaillement augmentent.



Figure I.22 : *Glissement de terrain lors du séisme Taïwan le 26/04/2010(site web) .*

I.11. Phases Des Glissements :

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

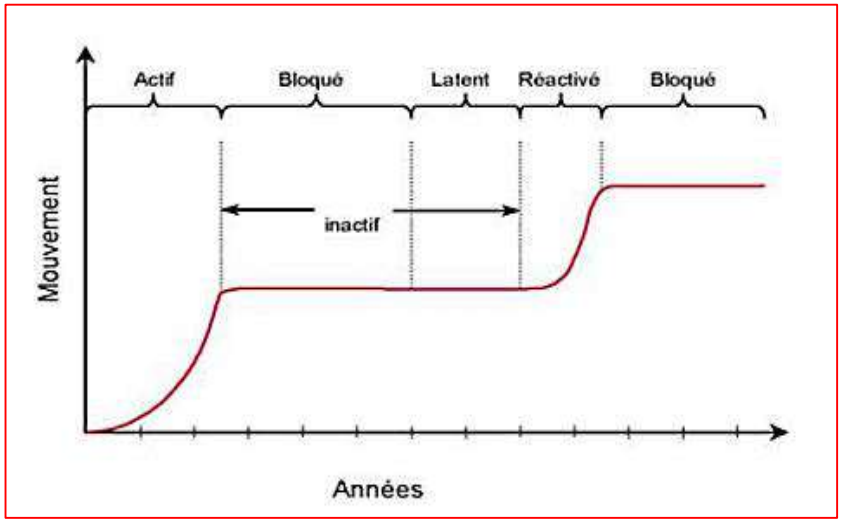


Figure I.23: *Différent phases de l'activité d'un glissement de terrain(Masekanya.J.P,2008).*

I.11.1. Glissements de terrain actif :

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

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

I.11.2. Glissements de terrain réactivés :

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

I.11.3. Glissements de terrain inactifs :

Désigne les glissements de terrain restés immobilespendant plusieurs années. Ceux-ci se subdivision en quatre categories:

- Glissements bloqués;
- Glissements latents;
- Glissements abandonnés;
- Glissements stabilisés.

I.12. Reconnaissance Du Site :

Les éléments de la reconnaissance d'un site dans le cadre d'une étude de stabilité comportent, l'étude géologique et géomorphologique, l'analyse de l'hydrogéologie, la reconnaissance géotechnique et la cinématique du mouvement de terrain en pente.

I.12.1. Géologie et géomorphologie :

L'analyse géologique consiste à définir la structure géologique du site, la nature du substratum, l'épaisseur des formations superficielles, la 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.

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, etc.

Les principaux moyens d'investigation utilisés sont les suivants :

1. Levés morphologique et géologique du terrain : affleurements, indices de mouvements, zones humides ;
2. Photo-interprétation : géologie, géomorphologie, etc. ;
3. Géophysique : fournissant la profondeur du substratum en place (sismique-réfraction) ;
4. Sondages : destructifs ou carottés et diagraphies [5].

I.12.2. Hydrogéologie :

L'analyse de l'hydrogéologie du terrain a pour objectif d'étudier entre autres les pressions de l'eau interstitielle, la présence des nappes et leur 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.

I.12.3. Reconnaissance géotechnique :

La reconnaissance géotechnique a pour objectif de déterminer expérimentalement, par le biais des essais de laboratoire ou in-situ, les caractéristiques physiques et mécaniques des sols, et plus précisément celles de la résistance au cisaillement, à savoir l'angle de frottement et la cohésion. Actuellement les méthodes d'équilibre limite qu'on utilise dans le calcul du facteur de sécurité au glissement requièrent des paramètres mécaniques et physiques tel que ; C,φ,γ et E, mesurables au laboratoire [4].

I.12.4. L'étude cinématique :

Cette étude consiste en un suivi expérimental du mouvement de terrain en pente par le biais d'inclinomètre et des mesures topographiques en différentes périodes. Afin d'évaluer l'amplitude du mouvement et son évolution dans le temps (la vitesse du mouvement), et délimiter le volume en mouvement ainsi de contrôler l'efficacité d'une stabilisation.

I.13. Conséquences Des Glissements De Terrain :

Les glissements de terrain sont des phénomènes naturels qui évoluent dans le temps et l'espace.

Ce sont des mouvements de masse qui se développent dans des matériaux meubles, généralement argileux. Ils se produisent dans des circonstances variées, affectent les ouvrages naturels ou construits par l'homme. De part ces conséquences, ils sont sources de risque pour la vie humaine, les ouvrages et constructions ainsi que l'environnement et la nature. Chaque année on enregistre de nombreux accidents graves trouvant leur origine dans les mouvements de terrain.

I.14. Exemples De Mouvement De Terrain :

I.14.1. Glissement de terrain des grands vents sur la rocade d'Alger

Il s'agit d'un glissement de terrain sous forme d'une coulée de boues qui a atteint la voie rapide reliant la ville d'Alger à sa banlieue Ouest, qui est un axe routier à fort trafic. Parmi ces causes de déclenchement on a : [9]

- L'existence, en amont de lazone, de fondations abandonnées quiforment des cavités de dimensions relativement importantes. Celles-ci jouent le rôle de lagunes. En effet ces cavités sont remplies d'eau. Cette eau alimente en permanence la zone déstabilisée.



Figure I.24 :*Stagnation des eaux en amont dans des fondations abandonnées.*



Figure I.25 *Alimentation en eau de la zone glissée par ruissellement à partir des eaux stagnées en amont .*

- Le déboisement total de la zone fortement perturbée.



Figure I.31 :Déboisement total de la zone glissée.

1.14.2. Retrait et gonflement des argiles de la Wilaya de M'sila :

Un recensement des sinistres sécheresses a été effectué sur unepériode de dix ans (1989 à 2000) par l'organisme de contrôle technique des constructions CTC, auprès des différentes communes de la de la Wilaya de M'sila et a montré que les communes les plus atteintes par le phénomène de retrait gonflement sont les communes du Nord: Ain el Hadjel, Berhoum, Chellal Hammam Dhalaa, Maadid, M'sila, Ouled Addi Gueballa, Sidi Aissa, Sidi Hadjras.



***Figure I.32** : fissuration des poutres et des murs à Ain Hadjel.*

I.14.3. Le glissement de Tizi BEJAIA :

Situé sur le djebel Sidi Boudraham, le sol avec des pentes supérieures à 20% est composé d'éboulis de pente plaqué contreun substratum de compacité plus forte. Ces éboulis ont des caractéristiques mécaniques très médiocres. En outre des circulations d'eaux d'origines diverses ont été observées in-situ.



***Figure I.33 :** Glissement de Tizi quartier de Bejaia. Basculement d'une habitation.*

I.14.4. Glissement de terrain à Médéa (RN01 au PK21 + 000) :

- un glissement de terrain sur un tronçon d'autoroute de la RN01 au PK21 + 000 situé au nord de la ville de Médéa. Ce tronçon est instable et soumis à des glissements de terrain qui posent un problème de stabilité du talus.



Figure I.34 *: glissement de terrain sur un tronçon d'autoroute de la RN01 au PK21 + 000*

I.14.5. Glissement de terrain à Constantine :

A côté des catastrophes naturelles qui ont ébranlé des villes algériennes ces dernières années, Constantine est touchée par les phénomènes des glissements de terrain. Ce phénomène semble être dû à la conjonction d'un certain nombre de facteurs intervenant dans les processus d'instabilité des terrains présentés dans la section (I. 35) à savoir : fragilité naturelle des lieux, La nature des terrains, infiltration des eaux pluviales,action et influence des eaux, mais surtout à la vétusté du réseau de distribution d'eau qui entraîne dans le sous-sol, et qui mine alors les fondations des habitations une perte très importante, Actions anthropiques.

Exemple du glissement à Boudraa Salah :

La cité EL BIR se trouve dans une zone exposée à des risques évidents de mouvements de sols et de sous-sols aggravés par l'intervention anthropique anarchique. Désordres et dégâts causés aux structures, superstructures et aux façades des constructions par des mouvements de sols et de sous-sols.



***Figure I.35**: Vue partielle d'un alignementde constructions ayant subi des basculements À Boudraa Sala*

Exemple du glissement de Belouizdad (Alger):

Les limites du glissement de Bélouizdad ont été déterminées sur la base des dégradations constatées dans le bâti. Cependant, certains indices de terrain, tel la fissuration des talus conglomératiques et la morphologie moutonnée des formations argileuses, ont contribué à une meilleure identification des zones instables. Ces limites s'étendent sur une longueur d'environ 1000m, entre le boulevard Bélouizdad et Oued Rhumel, et une largeur allant de 200 à 300 m. La dénivelée entre l'escarpement de la tête du glissement (bienvisible sur la rue Bélouizdad) et sa base est de l'ordre de 210m.



Figure I.26 : *Glissement de terrain à Belouizdad. [2002]*

I.15. CONCLUSION :

Les glissements de terrain sont des phénomènes liés au déplacement dangereux d'une masse de terre stable dans son état initial. Les causes qui y sont à l'origine peuvent être de nature différente : morphologie, lithologie (types de sol), climat, anthropique (action de l'homme), séisme, ...etc.

En relation à leurs conséquences considérables, les glissements de terrain sont considérés comme une source de risque qui mérite une prise en charge consciente et sérieuse.

Le point de départ d'une étude de confortement d'un glissement repose sur la reconnaissance géotechnique dont les principales étapes ont été citée

CHAPITRE N° : II

METHODES DE STABILISATION ET CONFORTEMENT DES GLISSEMENTS DE TERRAIN :

CHAPITRE II : METHODES DE STABILISATION ET CONFORTEMENT DES GLISSEMENTS DE TERRAIN :

II.1. Introduction :

L'étude d'un glissement de terrain peut aboutir à définir la solution de confortement la plus efficace et la moins couteuse.

Dans ce chapitre, nous passons en revues les différents procédés de stabilisation et de confortement utilisés en pratique. Le choix d'une méthode de stabilisation résulte de la prise en compte de :

- Les conditions (paramètres techniques) du site et maîtrise de la mise en œuvre.
- La connaissance et la maîtrise des techniques de stabilisation.
- Les contraintes économiques, sociopolitiques, environnementales et esthétiques.

D'une manière générale, les méthodes de confortement peuvent être groupées en quatre groupes:

- Modifications géométriques (Déchargement, Reprofilage et Substitution).
- Eléments résistants en pied.
- Renforcement par inclusions ;

  - **rigides** (clouage, les colonnes ballastées, Les murs de soutènement, Les palplanches).
  - **souples** (Terre armée. Géotextile, Soutènements en TEXSOL. Les géosynthétiques , Le pneusol).

- Traitement chimique ou biologique (en cas des sables lâches).

II.2. Méthodes De Stabilisation :

II.2.1. Dispositifs De Drainage :

Généralement, l'eau joue un rôle déstabilisateur déterminant. A cet effet les techniques de drainage sont couramment utilisées dans le but de réduire les pressions interstitielles, au niveau de la surface de rupture. Les différents techniques mises ouvre dans cet objectif relèvent de deux options fondamentales :

- Éviter l'alimentation en eau du site.
- Expulser l'eau présente dans le massif instable.

De nombreux paramètres conditionnent l'efficacité d'un système de drainage, en particulier, la nature et l'hétérogénéité des terrains, la géométrie des couches aquifères, la perméabilité et l'anisotropie des sols, les alimentations et les exutoires. De ce fait, et

compte tenu de la complexité au problème, le dimensionnement d'un système de drainage est fait en prenant un coefficient de sécurité plus élève que celui pris pour d'autres techniques (terrassements, renforcements).

Comme la plupart des ouvrages, les dispositifs de drainage nécessitent un entretien régulier qui, s'il n'est pas réalisé, peut leur enlever toute efficacité. On distingue :
les drainages de surface et les ouvrages de collecte des eaux, les tranchées drainantes, les drains subhorizontaux, les masques et éperons drainantes, les drains verticaux, et enfin les galeries et autres ouvrages profonds.
Toutes ces techniques peuvent être utilisées seules ou associées, ou en complément d'autres techniques de stabilisation [19].

II.2.1.1. Collecte et canalisation des eaux de surface :

L'objectif est de limiter les infiltrations dans le massif en mouvement. Les eaux peuvent provenir de sources, d'un défaut d'étanchéité sur un réseau ou un bassin de stockage à l'amont ou plus simplement de pluviométrie et des eaux de ruissellement. En effet, les eaux de surface ont tendance à s'infiltrer dans les fissures, et stagner dans les zones de faible pente, aggravent ainsi une instabilité amorcée préalablement.
Aussi, les ouvrages de collecte des eaux (fossés, caniveaux, cunettes) et l'étanchéification des fissures de surface, bien que ne constituant pas à des ouvrages de drainage proprement dites, sont ils réalisés en première urgence dans de nombreux cas de glissements [20].

II.2.1.2. Tranchées drainantes :

Les tranchées drainantes sont des ouvrages couramment utilisés pour rabattre le niveau de la nappe. Elles sont implantées sur le site de façon- venir recouper les filets d'eau (lignes de courant dans un horizon homogène, couche aquifère, venues d'eau ponctuelles etc.). Le choix de l'implantation (dans le sens de la plus grande ou dans un sens parallèle aux lignes de niveau, ou encours en épis), de la profondeur et de l'espacement des tranchées dépend des résultats de l'étude hydrogéologique. Pour leur exécution on utilise : la pelle mécanique, la trancheuse et l'haveuse de paroi [1].

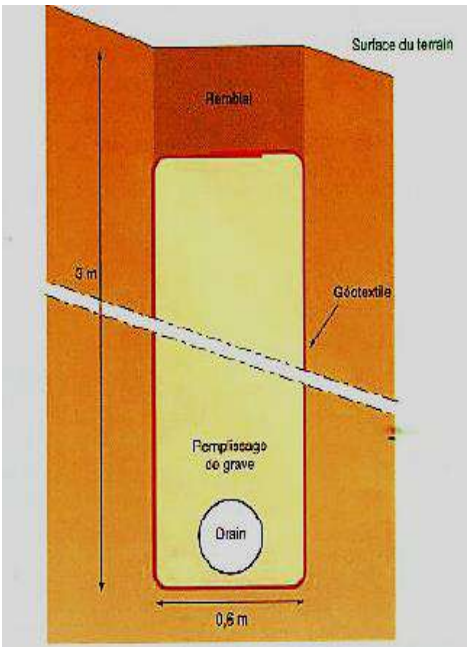


Figure II.1 : *tranchée drainante (Guide technique LCPC, 1998).*

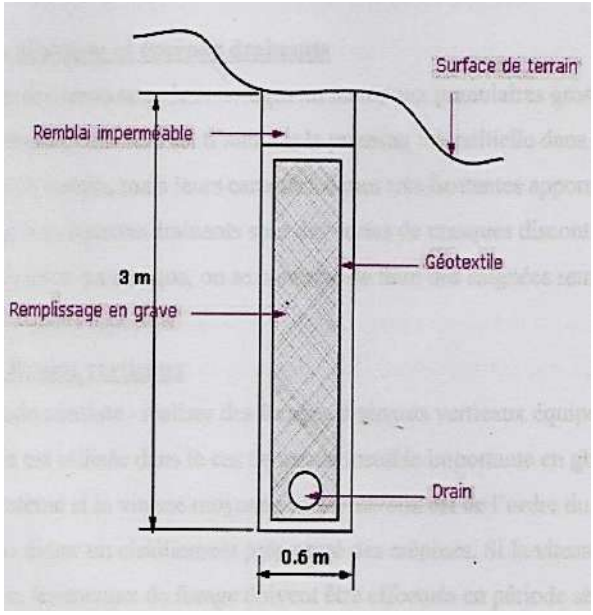


Figure II.2 *: Coupe type d'une tranchée drainante.*

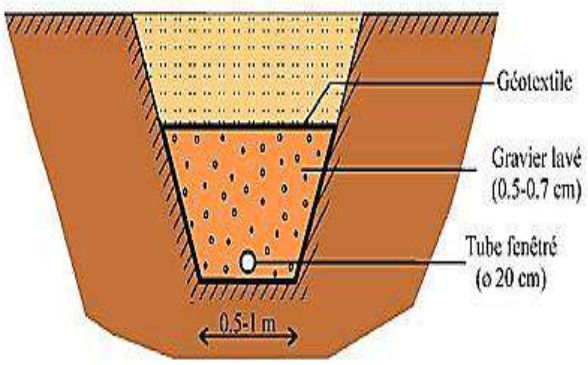


Figure II.3 *: Tranchée drainante.*

II.2.1.3. Masques et éperons drainant :

Les masques drainants sont des ouvrages en matériaux granulaires grossiers mis en place en parement de talus ; leur rôle est d'annuler la pression interstitielle dans la portion correspondante de terrain, mais leurs caractéristiques très frottâtes apportent également un gain de stabilité. Les éperons drainants sont des sortes de masques discontinus ; s'il est inutile ou difficile de réaliser un masque, on se contente de faire des saignées remplies de matériau drainant régulièrement espacées [20].

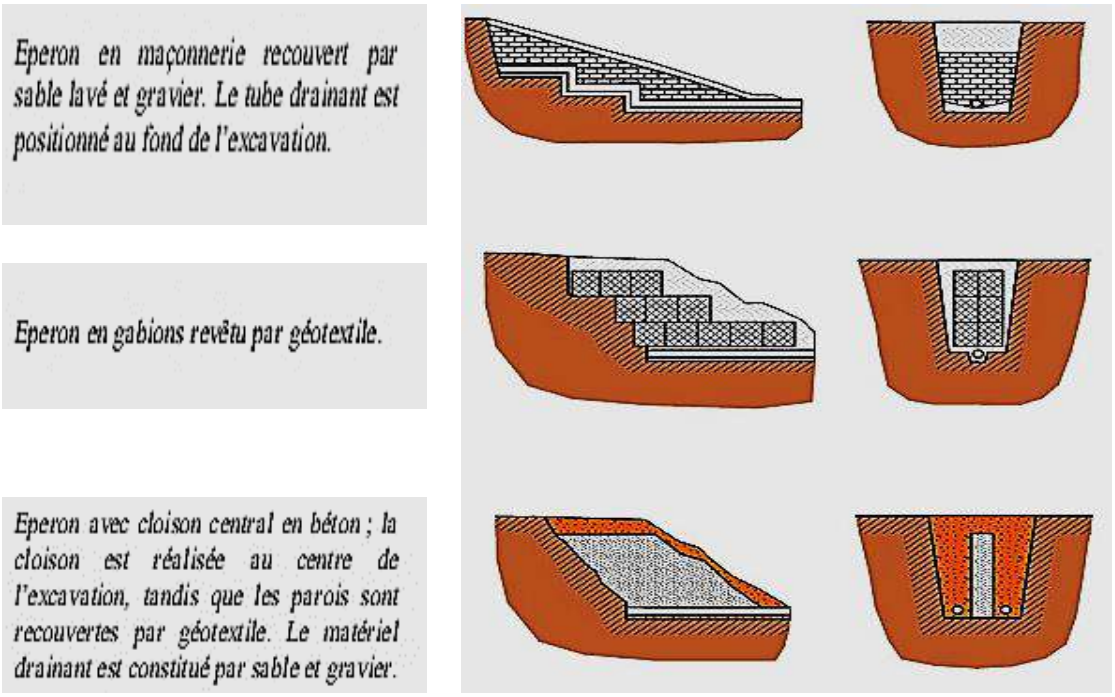


***Figure II.5**: Types d'éperons drainants.*

II.2.1.4. Drains verticaux :

Cette méthode consiste à réaliser des forages drainantes verticaux équipés de pompes immergées. Elle est utilisée dans le cas de masse instable importante en glissement lent. On préconise ce système si la vitesse moyenne avant travaux est de l'ordre du centimètre par année, de façon éviter un cisaillement prématuré des crépines. Si la vitesse est variable au cours de l'année, les travaux de forage doivent être effectués en période sèche, donc pendant les mouvements les plus lents. Les pompes seront opérationnelles dès la période habituelle de réactivation [19].

II.2.1.5. Drainages subhorizontaux :

Cette méthode est utilisée quand la nappe est trop profonde pour être atteinte par des drains superficiels. La meilleure justification de l'utilisation de drains subhorizontaux est le cas d'un aquifère assez perméables (sable, roche extrêmement fracturée) dont l'émergence est masquée par des terrains moins perméables (éboulis argileux). Le rayon d'action de chaque drain est faible. La méthode est souvent inefficace dans des formations argileuses (trop faible perméabilité, circulation trop diffuse). Toutefois, le rabattement de la nappe, si faible soit il pourra suffire dans certains cas [20].

- Lorsque les contraintes d'accessibilité du site ou les conditions de circulation interdisent la réalisation de tranchées, l'installation de drains subhorizontaux peut permettre de diminuer les pressions interstitielles et de décharger des aquifère localisées. La technique consiste à réaliser de nombreux forages avec une faible pente sur l'horizontale (2 à 5°) et à y placer des tubes crépines. Ces tubes sont généralement en PVC (50 à 80 mm de diamètre), parfois en acier lorsque de grandes déformations sont susceptibles de se produire. Un dispositif de captage des eaux recueillies dans les drains avec un exutoire adapté complète l'ensemble.

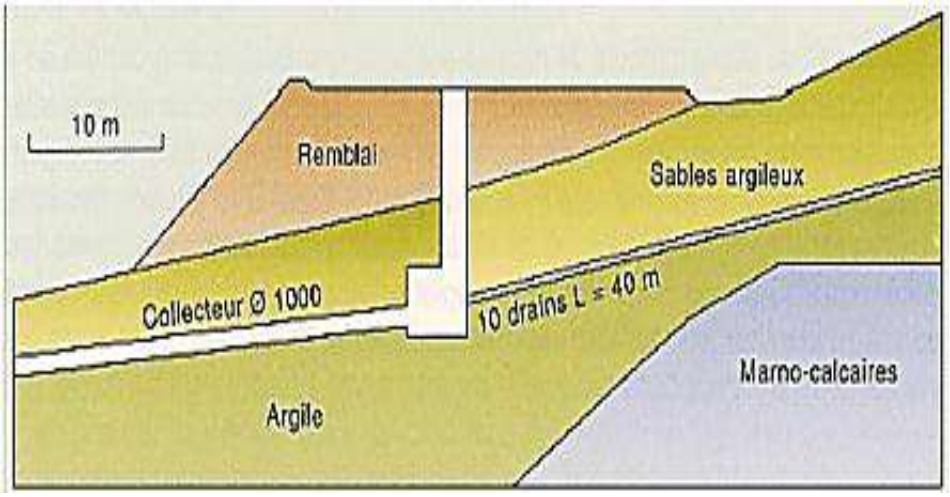


Figure II.6: *Drains subhorizontaux [21]*

Les drains subhorizontaux peuvent être disposés en un ou plusieurs faisceaux ou plus simplement en lignes. Dans certains cas, on peut forer les drains en faisceaux sur deux ou trois plans subhorizontaux différents.

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

- Nappe de versant ;
- Couche et poche aquifères, éventuellement en charge ;
- Circulations d'eau localisées (dans les fractures, dans des couches de faible épaisseur) [21].

II.2.3. Boisement et Végétation :

La végétation (au sens large) signifie, l'utilisation d'arbre ou de plantation pour maintenir la stabilité du talus ; cette protection est utilisée pour les talus en sol meuble ou rocheux. La végétalisation peut aussi être utilisée comme protection de la surface des talus, contre l'érosion et l'infiltration des eaux pluviales.

Une étude réalisée par Heng Chovanich (2005) révèle que le vétiver (une plante avec des racines longues et vigoureuses qui s'enfoncent abondamment dans le sol), peut être utilisé pour la stabilisation des talus. Cette plante a l'avantage de pousser très vite, ce qui lui a permis de prédominer ; aussi étant un élément vivant, sa réussite et l'exploitation de son potentiel, dépendent des techniques de plantation [22].

II.2.4. Terrassement :

Parmi les travaux de terrassements, un simple remodelage superficiel de la topographie anarchique d'un glissement est parfois effectué, surtout pour des raisons esthétiques. Un reprofilage consiste à réduire la pente moyenne d'un talus par déblais de haut et remblai en bas. Mais cette technique est rarement utilisée pour un versant naturel, les volumes à déplacer étant trop considérables.

Les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain, le terrassement reste le moyen d'action le plus naturel. [20].

On peut distinguer trois groupes de méthodes de stabilisation par terrassement :

- Les actions sur l'équilibre des masses (allégement en tête et butée de pied).
- Les actions sur la géométrie de la pente (purge et reprofilage).
- Les substitutions partielles ou totales de la masse glissée (bêches, masques et éperons).

II.2.4. 1. Allègement en tête :

L'allègement en tête de glissement consiste à venir terrasser dans la partie supérieure. Il en résulte une diminution du poids moteur et par conséquent, une augmentation du coefficient de sécurité. La méthode de dimensionnement consiste en un calcul de stabilité le long de la surface de rupture déclarée en prenant en compte la modification de géométrie en tête.

On peut également substituer le déblai par un matériau léger (polystyrène matériau-structure alvéolaire, etc.[20].

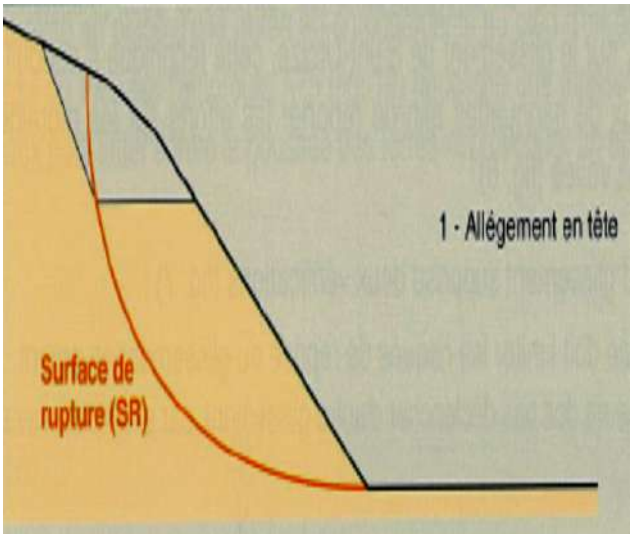


Figure. II.7 *Allègement en tête (Guide technique LCPC, 1998).*

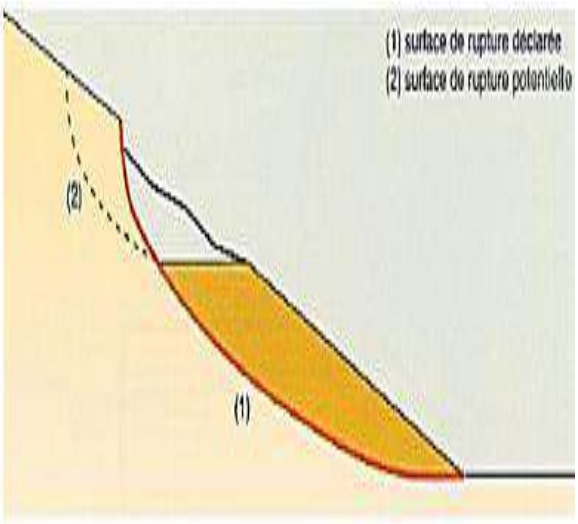


Figure II.8*: Allégement en tête [22]*

II.2.4.2. Butée en Pied :

Le chargement en pied d'un talus glissant est une technique souvent utilisé, généralement efficace. L'ouvrage, également appelé banquette, berme ou buttée, 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 la stabilité au renversement, la stabilité au glissement sur la base et la stabilité au profond glissement. [20]

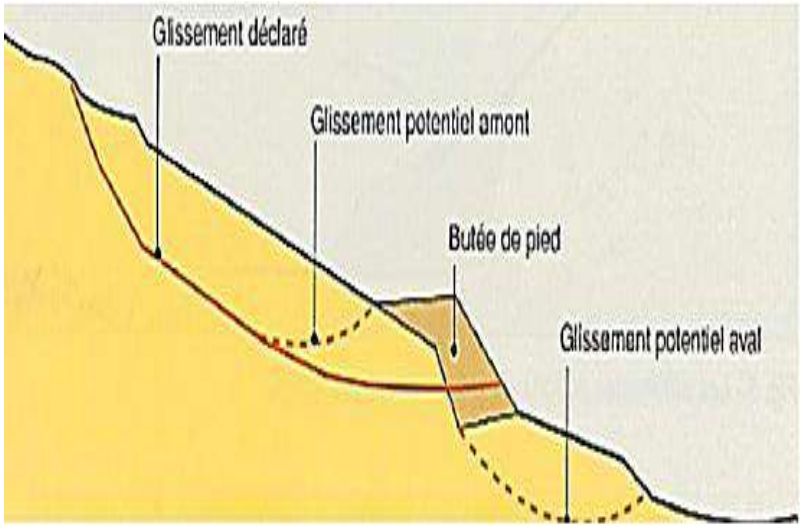


Figure II.9*: Butée de pied.*

La stabilité au grand glissement suppose que :

- L'ouvrage limite les risques de reprise du glissement en amont.
- L'ouvrage ne déclenche pas d'autre glissement, (exemple- l'aval.)

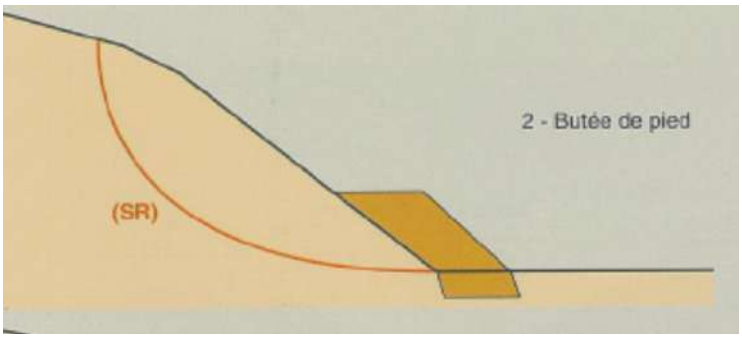


Figure.II.10 *Butée de pied (Guide technique LCPC, 1998).*

II.2.4.3 Reprofilage :

Les conditions de stabilité d'un talus étant directement liées à sa pente ; on peut assez simplement augmenter la sécurité par retalutage du terrain naturel. Dans ce sens, le procédé s'apparente à l'allègement en tête : il consiste en un adoucissement de la pente moyenne. Ce type de traitement est particulièrement bien adapté aux talus de déblais, et il est de pratique courante. Notons que l'exécution de risbermes a l'avantage d'améliorer la stabilité par rapport à une ponte unique et de créer des voies d'accès pour l'entretien ou des travaux complémentaire. L'adoucissement de la pente est généralement mal adapté aux versants naturels instables car il met en jeu des volumes de sol très importants [20].

L'action sur la géométrie, dans ce cas, portera essentiellement sur :

- Le rééquilibrage des masses en tête et en pied de glissement
- Le raidissement des talus intermédiaires avec création de risbermes (cela diminue localement la stabilité, mais améliore la stabilité d'ensemble) ..

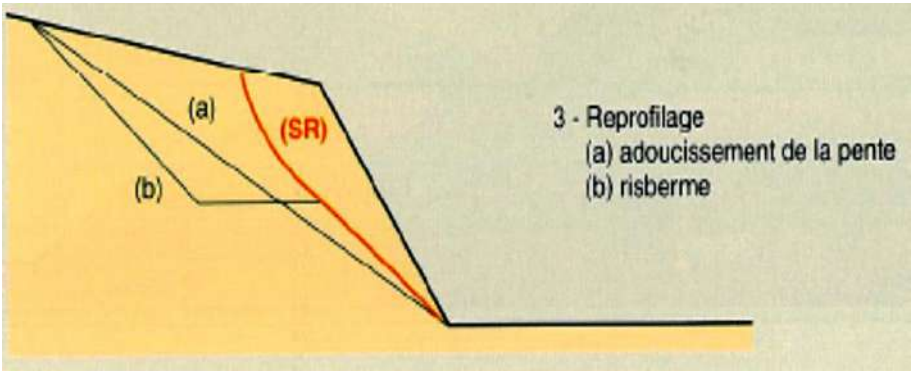


Figure.II.11 *Reprofilage (Guide technique LCPC, 1998).*

II.2.4.4 Purge :

Les techniques de terrassement s'accompagnent fréquemment de purges du matériau glissant. Cette solution est généralement limitée aux glissements de taille modeste. On peut, dans certains cas, purger l'ensemble du matériau glissant à condition que la surface mise à nu soit stable. C'est souvent le cas des éboulements rocheux [20].

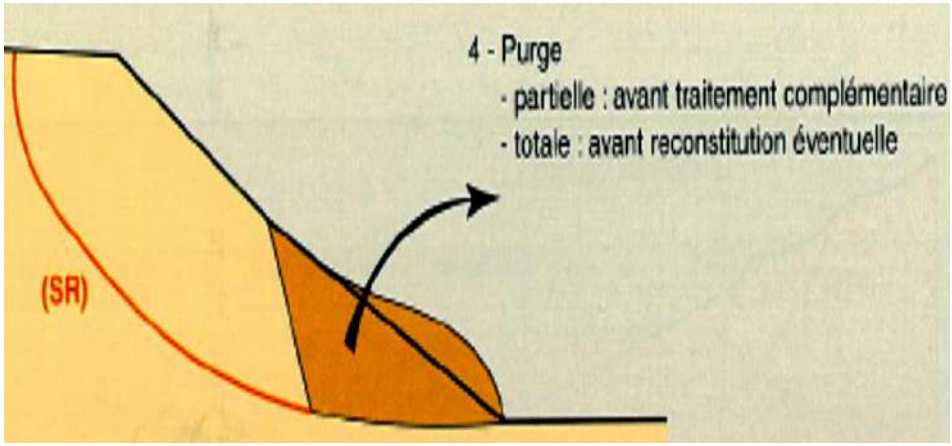


Figure.II.11 ; Purge *(Guide technique LCPC, 1998).*

Cette technique est parfois utilisée dans les glissements de terrains. Quand le terrain est en fort pente et donc difficilement admissible aux engins autres que les bouteurs, la purge constitue le seul moyen de confortation, notamment si la profondeur de rupture et faible .

II.2.4.5 Substitution Totale ou Partielle :

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

Cela permet de reconstituer le profil du talus initial. Il importe de vérifier la stabilité au cours des phases de travaux et celle du talus définitif dans lequel on prend en compte les caractéristiques de martiaux de substitution et du matériau en place.

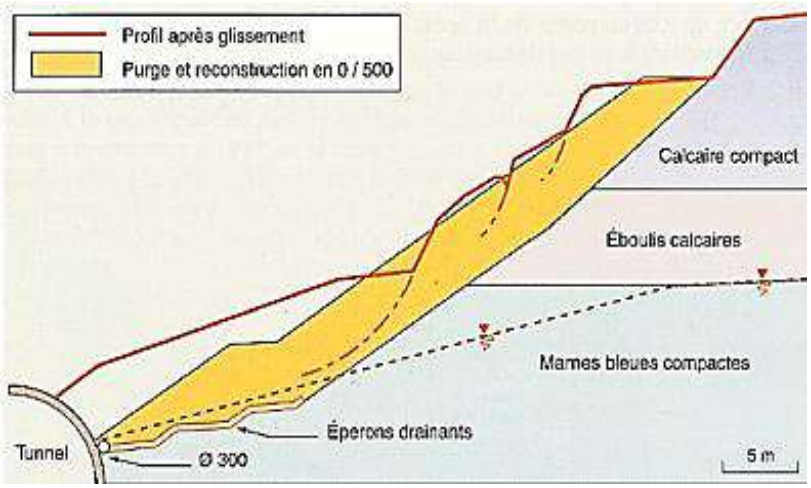


Figure II.12: *Substitution totale des matériaux glissés.*

La substitution de matériaux glissant suppose que l'on connaisse le volume de matériaux concerné, que l'on excave plus profondément que la surface de rupture, et que l'on réalise des redans afin d'assurer un bon accrochage entre le substratum et le sol d'apport. La tenue des talus provisoires de purge dépend des conditions de terrassement de la météorologie des hétérogénéités locales.

Des substitutions partielles sont souvent employées, sous forme de bêches ou de contreforts discontinus.

Le coefficient de sécurité de la pente ainsi traitée peut-être estimé en prenant la moyenne pondérée des coefficients de sécurité de la pente avec et sans substitution [20].

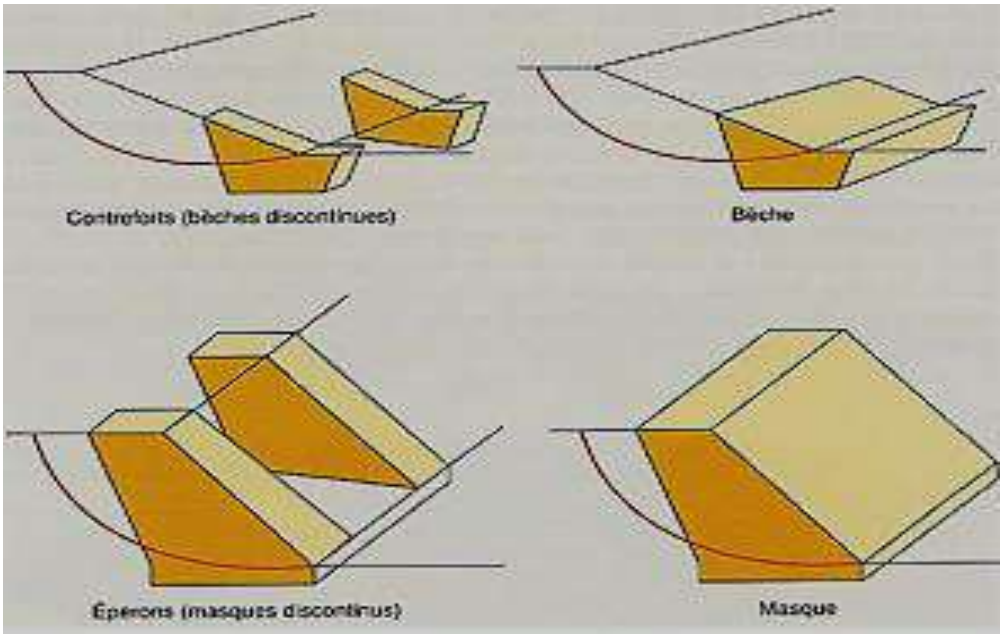


Figure II.13: *Substitution partielles des matériaux glissés.*

II.2.5 Élément résistant :

Ces techniques ne s'attaquent pas à la cause des mouvements mais visent à réduire ou arrêter les déformations.

Elles sont intéressantes dans les cas où les solutions curatives (terrassements et drainages) ne peuvent pas être techniquement ou économiquement mises en œuvre.

On peut également introduire des éléments résistance à titre préventif, de façon éviter les déplacements, dont une conséquence serait de diminuer la résistance au cisaillement des sols. La comptabilité des déplacements du sol et des structures doit être prise en compte lors du choix de ce type de technique [20].

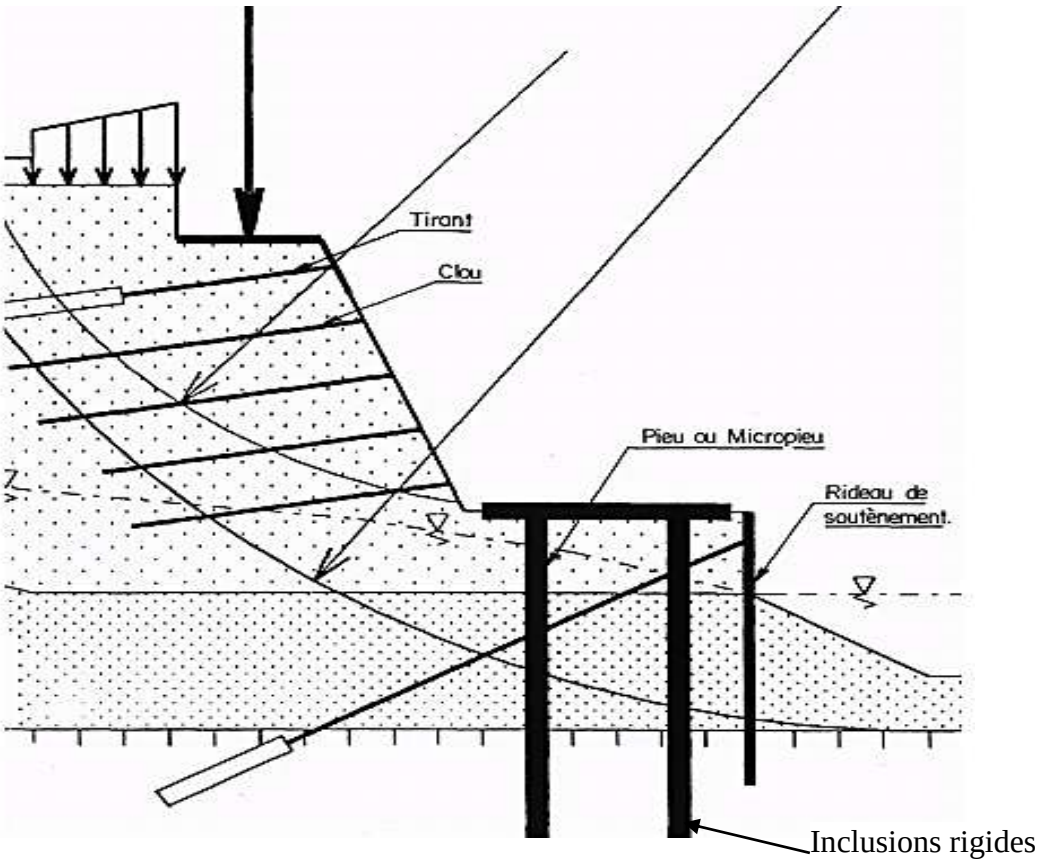


Figure II.14: *type de renforcement.*

II.2.5.1. Soutènement :

Le soutènement consiste à s'opposer au mouvement des talus en y apportant une résistance mécanique par utilisation d'ouvrages souples ou rigides. Les ouvrages souples sont des structures obtenues à partir de gabions, de murs cellulaires, ou de sol renforcé par fils, par armatures synthétiques ou métalliques, par nappes de géotextiles, par grilles métalliques ou synthétiques.

Les ouvrages rigides ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des glissements de terrain, du fait de leur incompatibilité avec toute déformation ; en outre, le dimensionnement doit prendre en compte les efforts très importants engendrés par le glissement. Lorsque l'ouvrage est correctement ancré et suffisamment résistant vis-à-vis des efforts qui lui sont appliqués, il est fixe. La pratique est de dimensionner l'ouvrage en prenant en compte un effort limite de butée du sol en amont, qui est l'effort maximal apporté par les masses en mouvement (la déformation du sol étant une compression).

Les ouvrages de soutènement sont utilisés surtout en agglomération, contre des glissements d'ampleur modérés. Au bord des routes, ils sont de types variés. La Figure II.15 donne la classification de ces ouvrages.

Tableau 1 – Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée

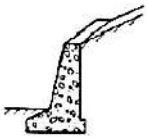
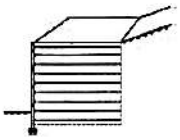
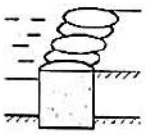
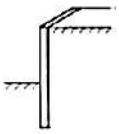
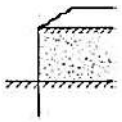
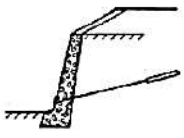
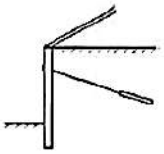
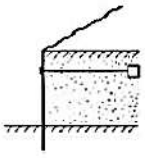
Mode de reprise de la poussée	Ouvrages de soutènement		
Poids de l'ouvrage	 Mur poids en béton ou maçonnerie	 Mur en Terre Armée	 Ouvrage cellulaire
Encastrement	 Mur cantilever en béton armé	 Paroi moulée	 Rideau de palplanches
Ancrage	 Mur en béton, ancré	 Paroi moulée ancrée	 Rideau ancré

***Figure II.15**; Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée*

Ces ouvrages fonctionnent comme les massifs poids décrits ci-dessus. On les dimensionne en deux phases : vis-à-vis de la stabilité interne selon une méthode propre à chacune des techniques, et vis-à-vis de la stabilité externe.

Ces techniques, qui admettent les déformations du sol, sont utilisées nettement plus couramment que les murs rigides.

1. Renforcement Par Soutènement en TEXSOL :

Les caractéristiques du matériau TEXSOL permettent de réaliser des talus de soutènement dont les pentes peuvent dépasser 75 degrés. Ces ouvrages très raides exécutés en déblai ou en remblai simultanément aux terrassements apportent une solution simple pour contenir les glissements de terrain ou stabiliser les talus en conservant des emprises limitées.

2. Renforcement Par Rideaux de Palplanches :

Les palplanches sont de grandes plaques, qui s'emboîtent l'une à l'autre différemment selon leurs types En général, elles sont en métal (acier), celles en béton étant trop lourdes et trop fragiles pour les ouvrages imposants comme les parkings souterrains. Le profil d'une palplanche peut être de forme diverse.

Les palplanches sont en principe utilisées en complément d'un autre type de paroi et forme rarement l'enceinte proprement dite. Elles assurent surtout un rôle d'étanchéité additionnelle en formant un écran tout autour de l'enceinte côté terrain.



***Figure II.16**; Les palplanches*

3. Renforcement Par Gabion :

A l'époque, les gabions étaient produits de l'entrelacs de pâturage, étaient remplis des pierres, la terre et d'autres matériels, au renforcement de ses dispositifs.

Après des siècles, les gabions étaient aussi mis à la protection de la chute de pierres ou au renforcement par dépeintes. Les Gabions sont utilisés pour la protection des pentes (le long des autoroutes, lignes ferroviaires ou des routes de montagne).

Un gabion est une caisse parallélépipédique en treillis métallique remplis de pierres l'empilement de ces gabions comme il est présenté dans la figure (II.17), peut constituer une solution de soutènement des remblais hétérogènes et des éboulis [20].

Ce mode de soutènement de type « poids » est pratiquement l'un des modes les plus anciens. Il présente l'avantage d'une mise en place aisée et rapide.

En générale la végétation permet de bien les intégrer dans le paysage, La durabilité est celle des fils de fer galvanisés constituant les cages. Elle dépasse la cinquantaine d'année même dans les zones côtières.

Présentant un comportement relativement souple, les murs en gabion sont généralement utilisés dans le cas d'ouvrages en déblais (après terrassement) hors nappe sur des terrains assez résistants ou même rocheux (sites montagneux notamment). Ils nécessitent ainsi un terrain de fondations de qualité moyenne.



***Figure II.17**; Mur de soutènement en gabion.*

4. Stabilisation Par Mur De Soutènement En Béton Armé

Les murs de soutènements en béton armé sont couramment employés en pratique. Sur la figure (II.18), le mur de soutènement est constitué d'un voile résistant en béton arme encastre dans une semelle de fondation en béton arme également. La semelle peut être pourvue d'une bêche pour améliorer la stabilité de l'ouvrage au glissement en cas d'utilisation de semelles peu large (notamment en cas de problèmes d'emprise).

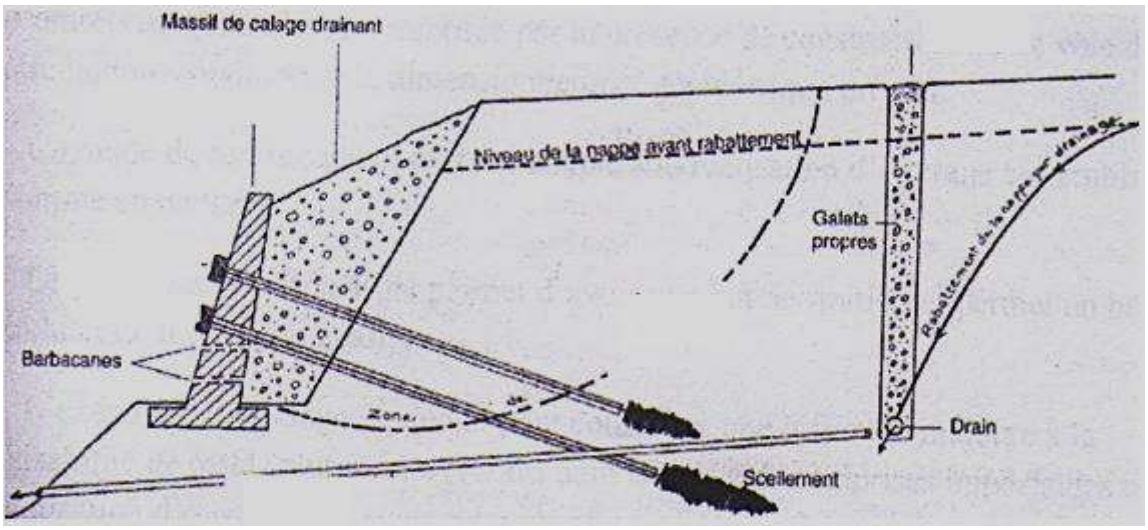


***Figure II.18**; Illustration d'un renforcement par mur de soutènement (BENHADOUCHE et NEHAOUA, 2010)..*

Les murs de soutènements en béton arme sont équipé d'un dispositif de drainage à l'arrière du voile auquel associé un dispositif d'évaluation des eaux (barbacanes). Ici, des structures de mures plus complexes pourraient être créés pour éviter des terrassements trop importants. On pourrait penser à des chaises intermédiaires comme illustre la figure (II.19).

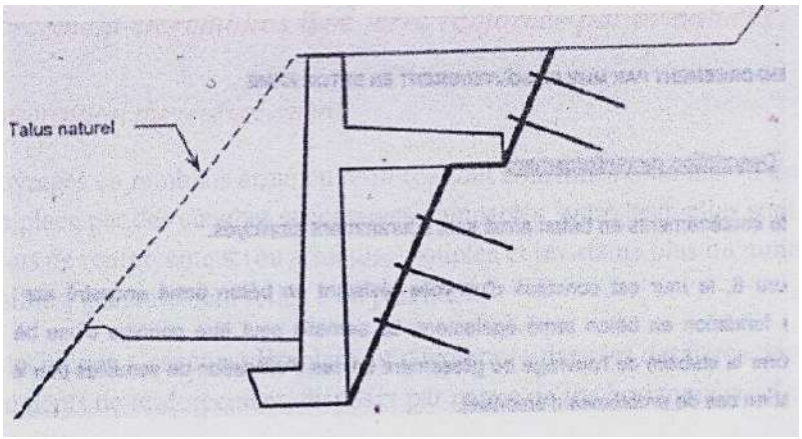


***Figure II.19**; Illustration d'un mur de soutènement en BA avec chaise intermédiaire (SANGLERAT, 1983).*

5. Renforcement Par Parois Cloutées :

Ce soutènement à caractère provisoire permettait la tenue de talus de grande hauteur. Il est maintenant développé en site urbain, en soutènement vertical définitif. Les **clous** sont des éléments passifs de quelques tonnes jusqu'aux tirants précontraints. Le **blindage** peut être réalisé en béton projeté, béton fibre, béton banché ou par éléments préfabriqués.

II.2.5.2 Renforcement :

Ce domaine se repose sur une généralisation du concept de sol armé et comprend des techniques très variées comme, l**e clouage, les micropieux et les géotextiles.**

II.2.5.2.1 Renforcement Par Clouage :

Les massifs en sol cloué sont des massifs de soutènement réalise en déblai, de haut en bas, par passes successives. Les figures (II.21 et II.22) présentent le principe de l'exécution et une vue générale d'un massif en sol cloué. A chaque phase de terrassement, le sol est renforcé en place par des barres passives **(clous**) disposées en lits réguliers pur inclines par rapport à l'horizontale (10 à 20°) la surface de sol renforce est alors protège par une peau mince généralement constitue d'un voile en béton projeté armé par des nappes de treillis. [23].

Un dispositif de drainage adéquat est intègre dans la masse. Ce dispositif est généralement constitue d'un réseau de drain forces horizontaux débouchant dans la paroi et d'un ensemble de barbacanes perçant le béton projeté.

Les coules sont constitués d'une armature métallique (on pourra ici utiliser des barres HA scelles dans un forage a l'aide d'un coulis de ciment.



***Figure II.21**: Voile en béton projeté armé par des nappes de treillis*

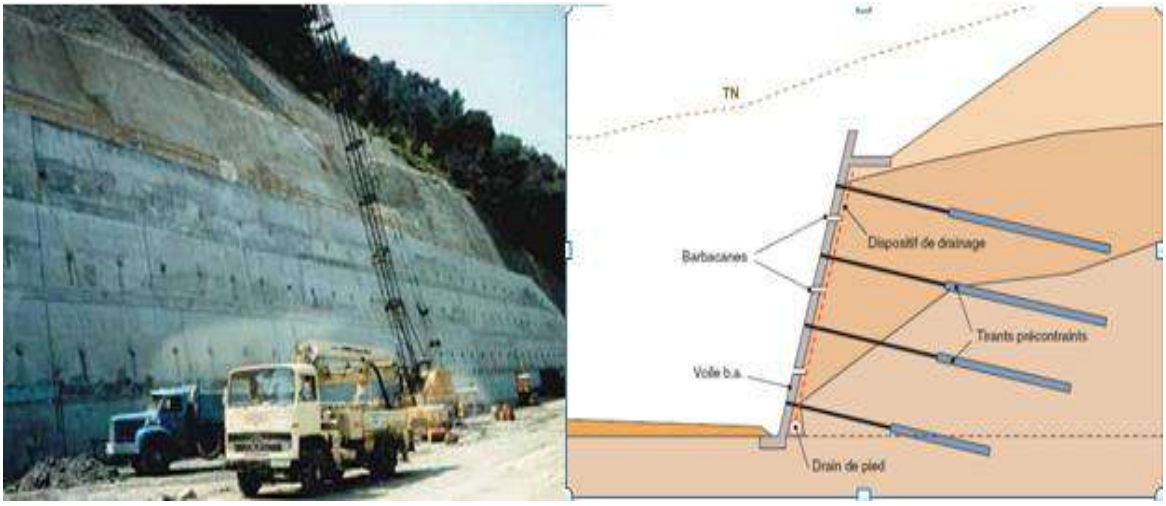


***Figure II.22**: Massif en sol clou.*

Le clouage sert à transférer les efforts déstabilisateurs, poids de la masse qui glisse, vers la partie stable du sol par un mécanisme d'accrochage. Une masse solidaire et importante de sol est ainsi créée, dont la stabilité est assurée. La démarche de calcul d'un ouvrage cloué comprend d'abord une évaluation des forces à ajouter pour assurer la stabilité d'une grande masse de sol. Ensuite il faut trouver la meilleure répartition des ouvrages unités, **(clou, pieu),** en prenant en compte les problèmes d'accessibilité pour la réalisation.

En pratique, la démarche proposée par les programmes de calcul, est un peu différente, car les efforts que l'inclusion reprend dépendent de sa géométrie et de sa position dans la pente. Par tâtonnement, l'ingénieur améliore peu son projet, en modifiant position et le nombre d'inclusion.

Legende ;

(1) route, (2) remblai, (3) nappe, (4) marne argileuse, (5) marne sableuse, (6) marne argileuse, (7) surface de rupture, (8) clou : 8 m de longueur, inclinaison 45°)

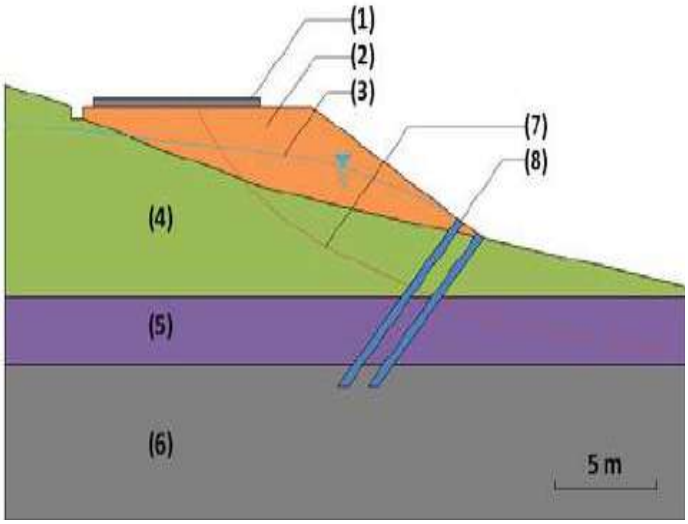


***Figure II.20**: Clouage d'un talus instable.*

Dans le renforcement par clouage, on distingue habituellement deux catégories d'inclusions, en fonction de l'inertie des armatures utilisées :

1) Renforcements Par Micropieux :

Dont l'élément de renforcement est constitué par une barre ou un tube d'acier de petit diamètre (20 à 40 mm) et qui, par suite de leur faible inertie, sont mis en place obliquement (figure II.10) ou verticalement, avec une forte densité (environ un clou pour 4 m^2).La stabilisation d'un talus par des **clous** et **micropieux** repose sur le principe suivant : la partie supérieure du massif en mouvement engendre une déformation des clous et les efforts qui en résultent sont transmis par les clous au substratum qui s'oppose alors au mouvement.

L'efficacité du clouage réside dans la mobilisation d'efforts de traction et de cisaillement dans le clou. Pour que ces efforts stabilisateurs soient mobilisés, il est nécessaire qu'il se produise des déplacements relatifs sol/clou. Le clouage a donc un effet progressif et des mouvements résiduels se produisent encore après le clouage. Par ailleurs, on ne peut pas stabiliser par cette technique des glissements de grande ampleur, qui nécessiteraient l'introduction d'efforts considérables, générés par les pieux et barrettes.

2) Renforcement Par Pieux (Métalliques Ou En Béton Armé) Et Barrettes (Palplanches, Paroi Moulée) :

Ce sont des éléments de grande rigidité (section allant de 0.5 à II.0 m), placés verticalement, sur une ou plusieurs files en quinconce, pouvant être retenus en tête dans certains cas par une poutre de liaison et des tirants. Le clouage de glissement par des pieux ou des barrettes procède du même principe. Toutefois compte tenu de leurs inerties importantes, les pieux travaillent principalement en flexion /cisaillement alors que les clous de faible inertie travaillent en traction/flexion. Généralement, on dispose deux ou trois rangées de pieux dans le tiers central de la pente instable.

A / Pieux-Voile (Paroi Composite) :

Ce procède, communément connu sous le nom « paroi composite », consiste à mettre en place une succession de pieux isolés, disposes verticalement avec un entre axe variable (1 à 4 m d'entre axe suivant le projet). Ce peux peuvent être :

- Des pieux en béton armé de diamètre compris entre 0,5et 1,0m.
- Des pieuses forces de diamètre 0,3 à 0,40m équipés de profiles.
- Des micros pieux de 0,15 à 0,20 m s'apparentant à des clous verticaux.
- Etre les pieux, on met en place des éléments résistants être de diverses natures

- Voiles en béton arme ; réalise entre les pieux au fur et à mesure de l'excavation des terres devant ces derniers.
- Voile en béton projeté (avec des micros pieux ou pour des ouvrages lourds à pieux fort diamètre, peut écarter).
- Dalle préfabriquées (avec pieux HEB ou dispositifs spéciaux).

La paroi composite comporterait donc un ou plusieurs niveaux d'ancrages ; ces ancrages seront soit des ancrages passifs analogues à ceux utilisés dans la solution paroi cloués, soit des ancrages actifs précontraints [24].

Lorsqu'il s'agit de tirants d'ancrage précontraints, et cela généralement le cas pour ce type de paroi, on utilise des ancrages de capacité importante et on mettrait ici en place un seul niveau de tirants compte tenu de la hauteur relativement faible du soutènement.

Des tirants passifs sont ici envisageables on utilise des micro-pieux, relativement souples et peu résistant en flexion, dans la mesure où les ancrages sont iront se ficher dans les micaschistes raides avec des longueurs totales relativement faibles.

Pour des raisons d'aspect, les parties apparentes de l'ouvrage renforcé peuvent être ici nécessaire, soit traitées, soit revêtues par un parement qui devra laisser les ancrages facilement accessibles pour entretien ou remplacement.

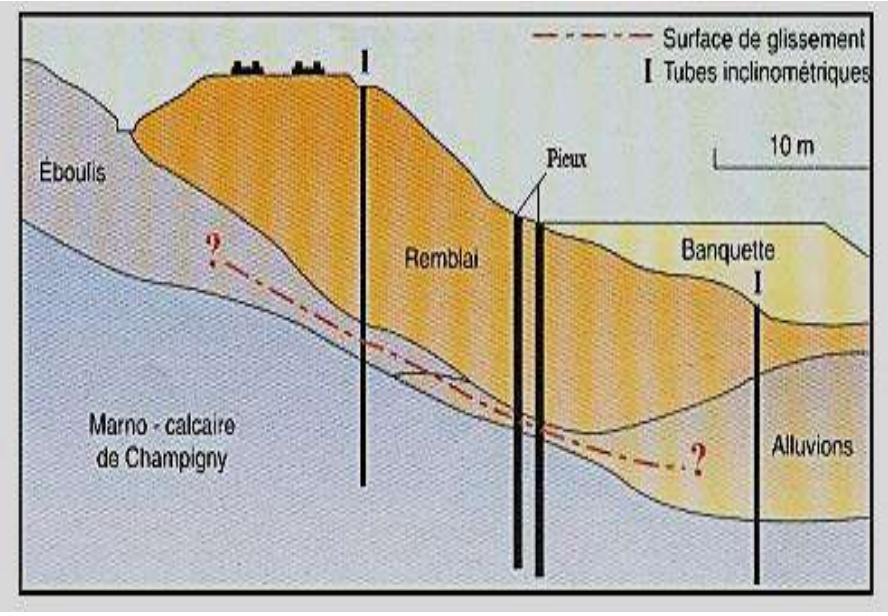


Figure II.23: *Schéma de principe des pieux.*

☑ **Analyse technique de la solution :**

Les parois composites sont des ouvrages réalisés en déblais, le plus souvent en site urbanisé ou à proximité de voies de circulation routières ou ferroviaires, là ou généralement les contraintes particulières d'environnement imposent généralement de limiter l'emprise des fouilles

Pratiquement réalisable dans tous les terrains y compris les sols raides, compact, ou comprenant des blocs ou des horizons rocheux, les parois composites présentent tout de même une mise en œuvre délicate dans les sols sableux en raison des risques d'éboulement durant les phases de terrassement.

Comme pour les massifs en sol cloués, les parois composites ne sont pas réalisables sous nappe, les écoulements dans les versants sont à drainer.

Les parois composites sont assez largement utilisées dans le type de problème posé dans certaines situations (absence de nappe, nature et qualité des terrains traversés). Leur utilisation est plus avantageuse que celle des parois moulées.

B/ Renforcements Avec Parois Moulées :

La technique de la paroi moulée est récente (1952 Italie, 1955 France). Consiste à l'exécution d'un ouvrage en béton arme par moulage dans une tranche ouverte au sien du sol [23].

☑ **Description de l'ouvrage :**

Les parois moulées présente une succession d'éléments plans, en béton arme, soit coulée en place soit préfabriqué, ces « poutres » ou « dalle verticaux »sont justifier par les règle de calcule habituelle de béton arme.

- Les parois moulées sont utilisables dans les sites urbains ;
- Protection des sites montagneux ;
- Après l'excavation de la fouille il est nécessaire de faire un pompage d'eau pour commencer les travaux.

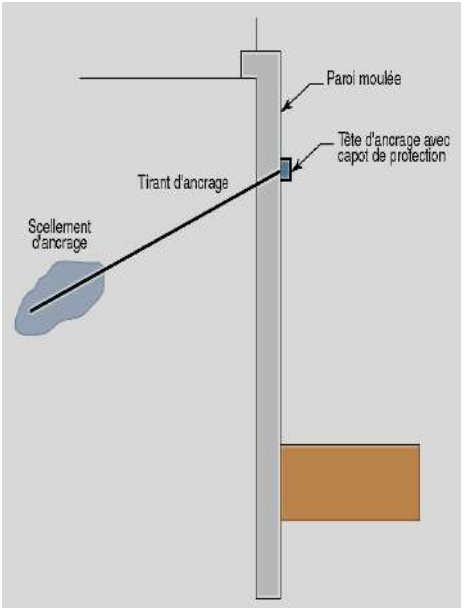


***Figure II.24**: Schéma de principe de paroi moulée.*

☑ **La mise en place d'une paroi moulée :**

1. Perforation de « panneaux primaires » ; ***Figure II.25-a***
2. Mis en place des coffrages de joints à l'extrémité des panneaux primaires ; (***Figure II.25-b***).
3. Bétonnage des panneaux primaires ;
4. Perforation des « panneaux secondaires » ;
5. Bétonnage des « panneaux secondaires ».

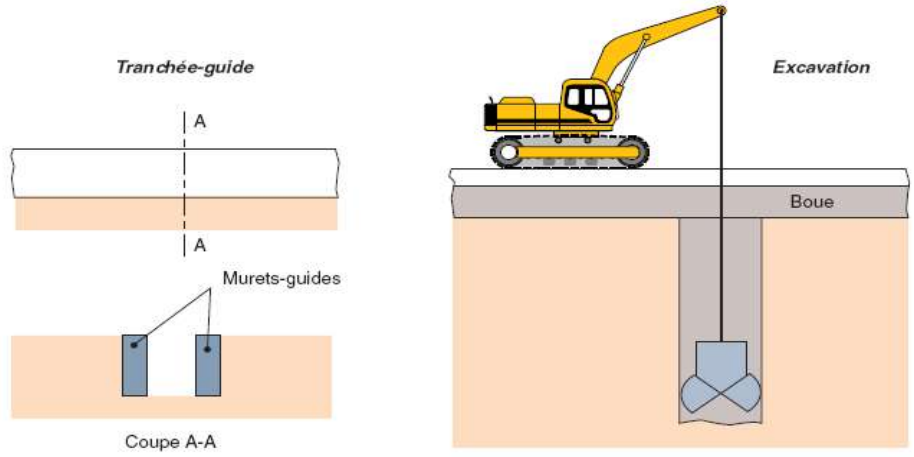


***Figure II.25-a**: . Forage préalable.*

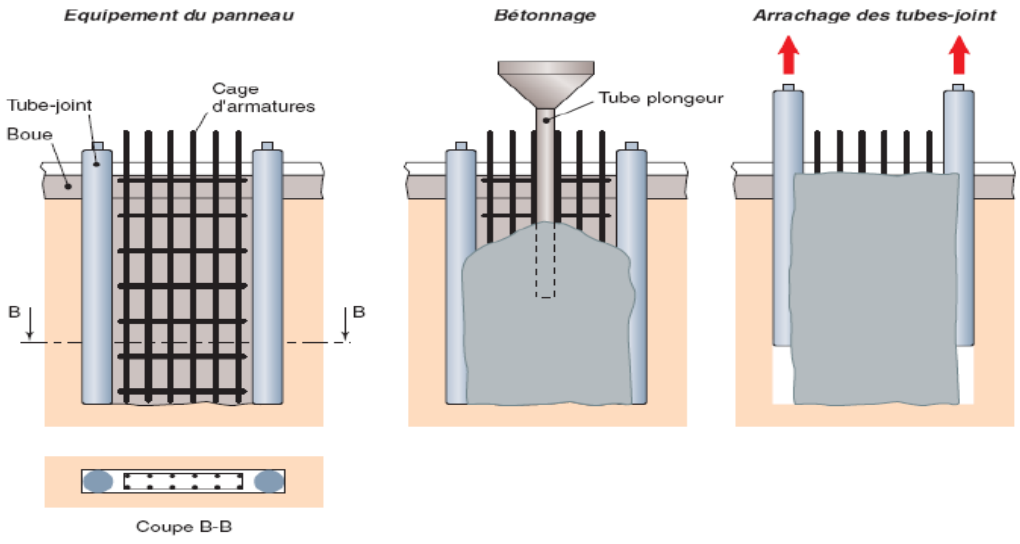


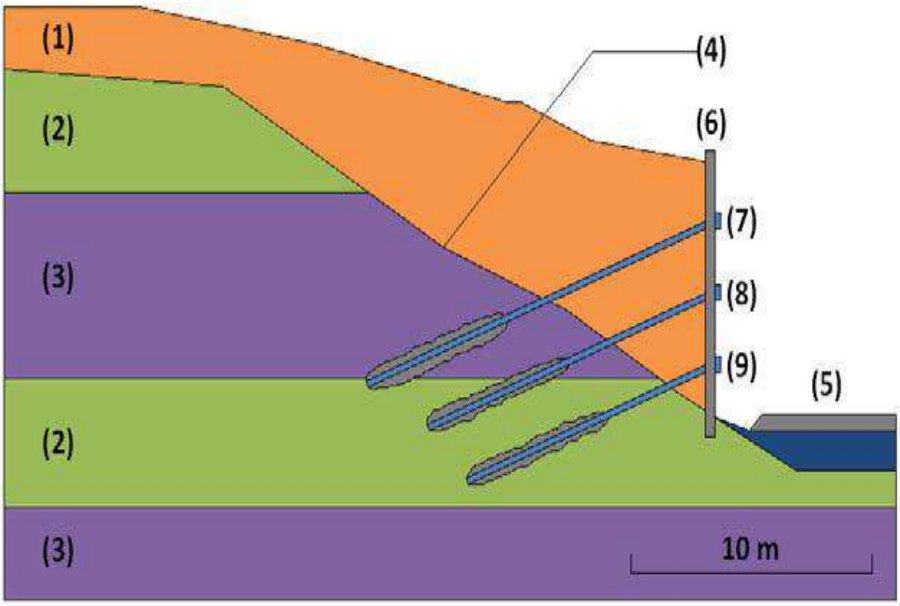
***Figure II.25-b**: . Bétonnage.*

***Figure II.26-**: Schéma de mis en œuvre de paroi moulée.*

II.2.5.2.2 Renforcement Par Tirant D'ancrage :

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

- Qu'on ait déterminé la force d'ancrage nécessaire par mètre linéaire de glissement pour assurer une valeur suffisante du coefficient de sécurité.
- Qu'on justifie le choix et les caractéristiques des tirants.



(1) remblai, (2) grès, (3) argile, (4) surface de glissement, (5) route,
(6) parement, (7, 8, 9) tirants d'ancrages

***Figure II.27**: . Exemple de stabilisation d'un talus par tirants d'ancrage ..*

☑ Types de tirants d'ancrage

En fonction du type de l'armature, deux catégories de tirants d'ancrage peuvent être distinguées : [22]

- **Tirants d'ancrage constitués par des armatures ordinaires :** Ancrées dans le terrain soit par une injection de scellement, soit par l'intermédiaire d'un organe mécanique, tirants qui sont mis en traction par boulonnage ;
- **Tirants d'ancrage constitués par des armatures précontraintes :** Scellées dans le terrain par injection et mises en tension en prenant appui sur l'ouvrage. Ces tirants sont désignés par « tirants précontraints ».

A / les poutres ancrées :

Une poutre ancré est en fait un voile en béton arme (comportant en générale un lit de tirants précontraintes par niveau de poutre), réalises en délais, par terrassement du sol en place, de haute en bas, en une seule passe ou plusieurs si la hauteur de l'ouvrage ou les conditions de stabilité des talus durant les travaux le justifient (voir Figure II.28) [23].

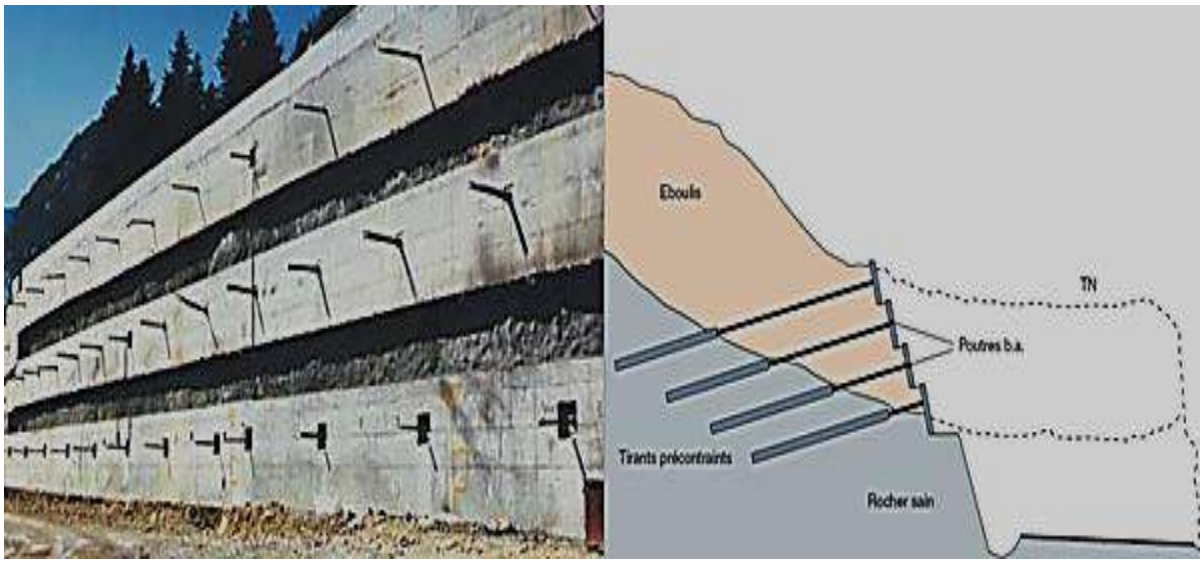


Figure II.28: *Renforcement par poutre ancrées.*

Les poutres sont préfabriquées ou coulées en place, celles-ci peuvent être situées dans un même plan ou dabs des plans décalés vers l'aval (ouvrage dispose en gradin).
Les tètes des tirants d'ancrage peuvent être noyées le béton des poutres.

II.2.5.2.3 Renforcement Par Géosynthétique :

Les terres ont un module d'élasticité assez faible et donc ne sont pas capables de supporter toutes les forces que les constructions exercent lors de la mise en place des charges. Les forces de traction ainsi apparues peuvent être transmises et absorbées par des géosynthétiques **géogrille, géotextile ou géocomposite**., Les géosynthétiques agissent comme un renfort, et on parle alors de sol ou remblai renforcé.



***Figure II.29**: Renforcement par géosynthétique .*

Les géosynthétiques sont des produits dont au moins l'un des constituants est à la base de polymère synthétique ou naturel, se présentant sous forme de **nappe**, de **bande** ou **de structure tridimensionnelle,** utilisés en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans les domaines de la géotechnique et du génie civil. Ces produits sont utilisés dans les domaines tels que la construction routière, les travaux hydrauliques, les chemins de fer, les terrains d'aviation, etc.

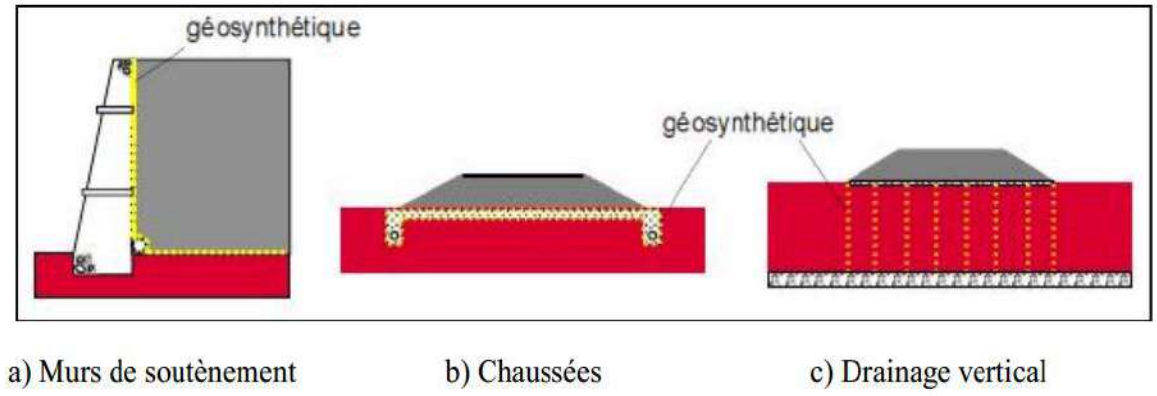


***Figure II.30**: Applications de géosynthétiques comme drains et filtres...*

Comme auparavant, dans la pratique les géosynthétiques les plus utilisés sont :

- **Les géotextiles,**
- **Les géogrilles.**
- **Les géocomposites.**

A/ Renforcement Par Géotextile :

En quelques années, l'emploi des géotextiles s'est révélé l'une des techniques les plus populaires d'amélioration des sols et des ouvrages en terre. On leur attribue quatre modes d'action qui peuvent être combinés : le drainage, la filtration, la séparation de couches de granulométrie différente et le renforcement mécanique.

Ce dernier aspect, qui a été utilisé plus tardivement que les trois autres, donne maintenant lieu à des applications de plus en plus nombreuses et très prometteuses.

La déformabilité et la grande résistance des nappes de géotextile s'adaptent bien aux propriétés mécaniques des sols meubles. Les géotextiles rentrent dans la catégorie des matériaux géosynthétiques.

❖ **Type de géotextiles ;** On distingue trois types [25]:

☑ **Géotextile non tissé** : Géotextile fait de fibres, de filaments ou d'autres éléments orientés directionnellement ou au hasard et lié de façon mécanique, thermique ou chimique. L'aiguilletage donne une structure souple et déformable. Le thermocollage donne des géotextiles plus rigides.

☑ **Géo tricoté** : Géotextile produit par entrelacement d'un ou de plusieurs fils, filaments ou autres éléments.

☑ **Géo tissé**: Géotextile produit par entrelacement, habituellement à angle droit, de deux ou de plusieurs faisceaux de fils, de filaments, de bandelettes ou d'autres éléments.



Géotextile non tissé aiguilleté Géotextile non tissé thermolié Géotextile tissé de mono filament

Figure II.31: *Typologie des géotextiles.*

☑ Propriétés Présentation Du Matériau ;

Le géotextile apporte une solution pour la protection des terrains car il 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 pour les travaux effectués sur le terrain.

En cas de construction de talus, soutènements ou berges dont la pente doit excéder le talus naturel, il est possible de raidir les pentes pour obtenir l'angle souhaité, grâce à l'inclusion de nappes de géosynthétiques (géogrilles ou géotextiles) installés en lits horizontaux entre chaque passe de compactage.

Le parement de l'ouvrage peut être réalisé au moyen de gabion ou éléments béton (éléments préfabriqués ou panneaux en L), le géosynthétique servant d'armature horizontale.

☑ Les différentes fonctions des géotextiles :

- **Séparation :** Le géotextile permet de séparer efficacement des matériaux de différente granulométrie comme le gravier, les pierres ou le sable. Il évite le mélange permettant à chaque matériau de garder ses propriétés mécaniques.
- **Filtration** : De par sa structure microporeuse, le géotextile permet à l'eau de s'écouler en retenant les particules fines du sol.
- **Drainage :** Le géotextile peut transporter latéralement d'importants débits d'eau, il permet ainsi de drainer les sols et par conséquence favoriser la stabilité des massifs où il est posé en évitant les poussées dues à l'eau.
- **Protection** : Il empêche ou limite les endommagements localisés par un élément ou un matériau donné.
- **Renforcement** : Il a la capacité de résister pour améliorer les propriétés mécaniques du sol ou d'autres matériaux de construction.

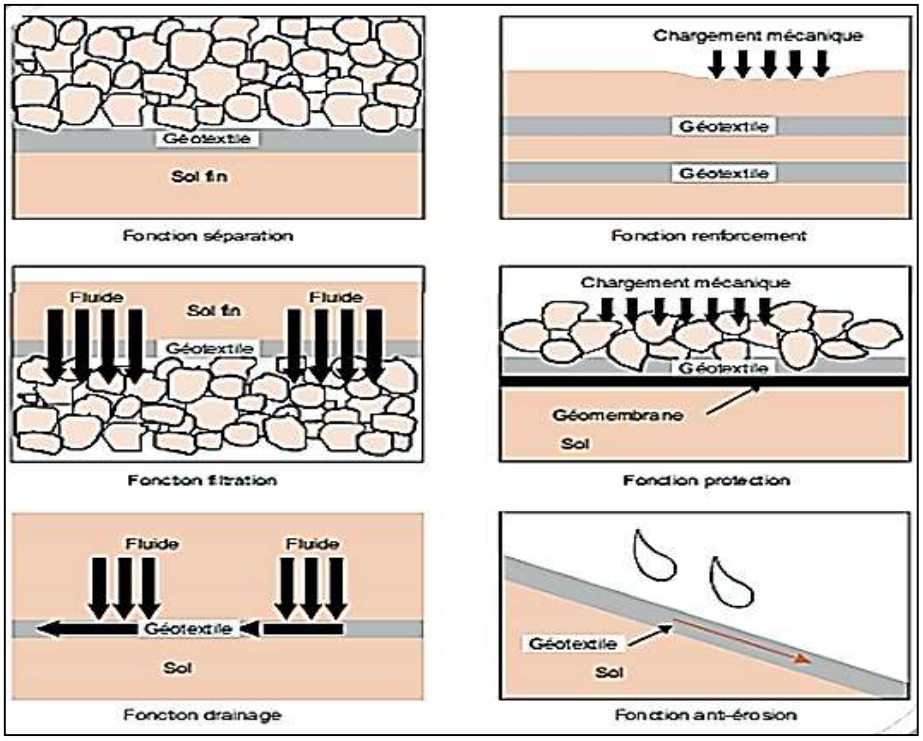


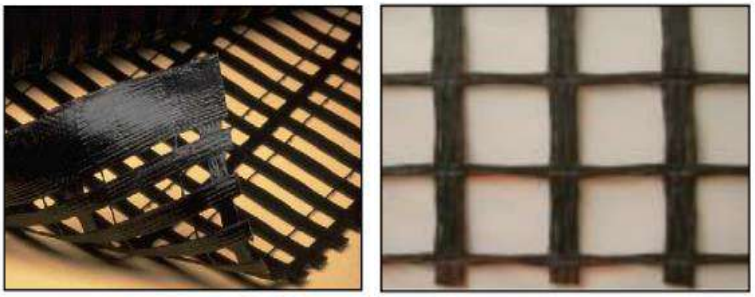
Figure II.32: *Les différentes fonctions. Des géotextiles*

B /Renforcement Par Géogrille :

Les géogrilles sont classées parmi les produits géosynthétiques. Elles se présentent sous la forme de grilles monolithiques, tissées ou à fils soudés dont la maille peut avoir des formes diverses. En particulier, on peut distinguer les géogrilles uni axiales ayant une résistance à la traction plus élevée dans une direction que dans la direction perpendiculaire et dont la maille est allongée, et les géogrilles bi axiales ayant la même résistance dans les deux directions du maillage qui, dans ce cas, est carré. La figure II.34 présente le détail d'un géogrille uniaxial.



Figure. II.33 Géogrilles extrudé



(a) uniaxiale (b) biaxiale

Figure II.34: *. Géogrille tissé..*

☑ Présentation du matériau :

Une géogrille bi-axiale économique et innovante en polypropylène haute ténacité utilisée en renforcement horizontal. La taille adaptée des mailles de la géogrille, crée un lien idéal entre le remblai et le sol support. En assurant une bonne interaction avec la couche portante et en renforçant celle-ci, la géogrille, reprend les charges dynamiques de courte durée, notamment pendant la phase de construction.

Les géogrilles sont confectionnées à partir de fibres synthétiques à haut module et faible fluage enduites d'une couche protectrice de polymère. Il peut être proposé avec différentes résistances entre 20 kN/m et 400 kN/m et largeurs de mailles standardisées. Des résistances supérieures à 1000 kN/m sont possibles pour les cas spéciaux. En règle générale, les géogrilles sont livrées dans une largeur de 3 m et 5 m pour une longueur de rouleau de 100 à 300 m de façon à limiter au minimum les chevauchements.

Il présente une déformation sous contrainte continue nettement moins importante que de nombreuses grilles de résistance nominale identique proposées par d'autres fabricants. Les géogrilles fabriquées à partir de polymères d'un nouveau type (aramide, alcool polyvinylique) ouvrent des perspectives inédites pour concevoir des armatures spécifiques à chaque projet.

Les géogrilles ont toujours livré d'excellents résultats dans la pratique. Ils sont conditionnés de manière standard, ceci afin de réduire au mieux les recouvrements.

☑ Caractéristique du produit :

Le produit offre

- Une résistance à la traction élevée avec un faible allongement ;
- Une grande résistance à la traction spécifique ;
- Comportement exceptionnel dans la durée grâce à un faible fluage ;
- Une grande résistance chimique et biologique, contre les rayons UV et les endommagements ;
- Un excellent comportement d'interaction grâce à une adaptation optimale entre l'ouverture des mailles et le sol ;
- Une mise en place facile grâce à la faible masse surfacique et à la flexibilité de la structure ;
- Une très large gamme de résistances à la traction.



***Figure II.35**: Exemple de géogrille biaxiale*

☑ Technique de Renforcement Par Géogrille ;

Pour la réparation des glissements et le renforcement des talus de pente allant jusqu'à 45°. Les géogrilles servent d'éléments de renforcement et le matelas anti-érosion assure la protection de surface.

Le système, consiste à installer les géogrilles couche par couche avec les longueurs et les espacements tels que requis par le dimensionnement de la structure. L'enveloppement n'est pas nécessaire. Les géogrilles assurent une stabilité suffisante de la construction, cela permet de prendre en compte le sol existant, avec une résistance au cisaillement réduite, et de l'utiliser pour construire le talus.

Ce système est particulièrement écologique et économique (Ni évacuation, ni apport de matériaux extérieurs). Une fois le talus dressé, un matelas de protection anti-érosion est mis en œuvre. Il protège la surface contre l'érosion durant la phase de pousse de la végétation et favorise la croissance des plantations.

Pour obtenir un parement rectiligne, un coffrage temporaire est nécessaire.

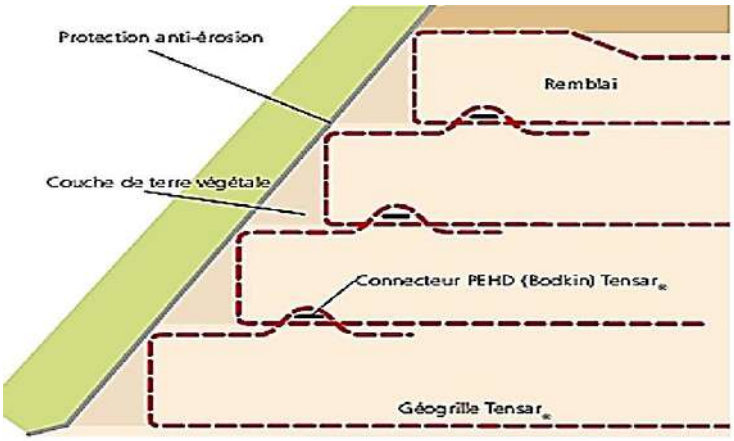


***Figure II.36**: coupe montrant la Mise en œuvre du géogrille*

C/ Renforcement Par Géocomposites :

Un géocomposite est un assemblage manufacturé de matériaux dont au moins l'un des composants est un produit géosynthétique, par exemple une géogrille complexée avec un géotextile non-tissé. Il peut être utilisé, soit en géotechnique (fonctions de séparation et renforcement), soit pour les couches de roulement (fonction de renforcement, particulièrement en réfection), dans le domaine routier.

Un géocomposite de renforcement apporte en une pose, les avantages du géotextile non-tissé et ce ceux d'un géosynthétique de renforcement, géotextile tissé, tricoté ou géogrille. Les différents composants peuvent être assemblés par couture ou soudure thermique. [26]

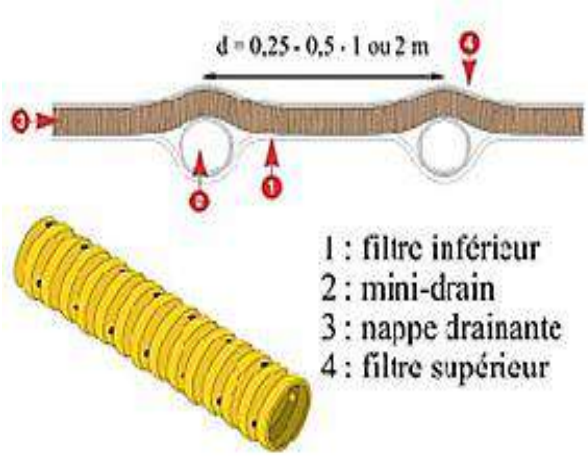


Figure II.37: *Exemple de structure du géocomposite de drainage*

II.3 Renforcement En Remblais Type Terre Renforcée Par Armature :

☑ **Description du renforcement :**

Les ouvrages en remblais armé ou renforcé sont constitués d'un massif de remblais mis en place par des couches successives compactes, entre lesquelles sont disposés des éléments de renforcement (ou armature) souples et résistants plus ou moins extensibles, généralement relies a un parement.

Cette technique s'est considérablement développe dans les dernières décennies avec des éléments de renforcement (SANGLERAT, 1983 et CAMBERORT, 1970), disposes par nappe ou lits horizontaux, et constitues de deux types :

-Soit des éléments métalliques ; lanières métalliques, panneaux individuels ou nappes de treillis soude.

-Soit des éléments synthétiques : géo- synthétiques, nappe géotextiles, géogrillés,

Les panneaux extérieurs ont un rôle de confinement du remblai, de protection des éléments de renforcement et naturellement d'aspect.il peut être constitue d'écaille en béton, d'élément préfabriqué divers, ou encore pour des ouvrages renforces par nappes de géotextiles par les nappes elles-mêmes, âpre retournement de celles- ci durant le remblaiement comme illustre sur la figure (II.38).



***Figure II.38**: . Renforcement type terre arme (lanières géo- synthétiques et nappes en géotextiles)*

Dans ce dernier cas, le parement « en nappe » fait objet d'une protection supplémentaire (par végétalisation ou par un parement d'aspect rapporte) contre les rayons ultraviolets, ou encore les actes de vandalisme et pour des raisons d'esthétique pour les ouvrages définitifs.

II.4. Choix de la méthode de stabilisation d'un glissement de terrain :

Le choix d'une méthode de stabilisation résulte de la prise en compte des conditions techniques (paramètres techniques du site et maitrise de la mise en œuvre), ainsi que les contraintes économiques, sociopolitiques, environnementales et esthétiques.

II.4.1. Conditions techniques :

La stabilisation des glissements très étendus ne peut pas être assurée par une seule structure ponctuelle (mur, pieux, etc.). Les glissements très actifs s'accommodent mal avec les techniques qui utilisent des éléments fragiles (drains, tirants, etc.). Dans le cas des coulées, les structures telles que les pieux ou tirants d'ancrages, ne peuvent empêcher la masse en mouvement de s'écouler. Il faut noter aussi que la compatibilité des déplacements du sol et des structures doit être prise en compte lors du choix des techniques de stabilisation.

En effet, dans le cadre de travaux de stabilisation de glissements de terrain très actifs, l'exécution des tirants précontraints n'est pas envisageable : les déplacements du sol conduiraient à la rupture des tirants. Il est préférable de construire, dans ces cas, des ouvrages qui supportent mieux les déformations (ouvrages de soutènement souples). Proposer un système de parade suppose que l'on maitrise parfaitement non seulement ces limites d'utilisation, mais aussi sa mise en œuvre. Pour cela, de plus en plus l'entreprise se spécialise pour maitriser une technique de stabilisation précise et ainsi obtenir une meilleure qualification.

II.4.2. Conditions économiques :

Les conclusions d'ordre technique doivent être mises selon un compromis qui devra tenir compte des considérations économiques (rapport efficacité/coût) telles que : le coût de la maintenance, les conditions locales relatives aux matériaux disponibles, des conditions météorologiques prévisibles pendant l'exécution des travaux, et du degré de stabilisation recherché.

II.4.3. Contraintes sociopolitiques :

L'urgence des travaux, la rapidité d'exécution, les risques de rupture des ouvrages voisins, les problèmes d'emprises et les questionnements de la population doivent être pris en compte pour la bonne gestion du projet de stabilisation des talus.

Les techniciens doivent gérer des situations et conversations d'une manière plus diplomatique que technique. Il faut par exemple s'attendre, et cela arrive dans de nombreux cas, à ce que des décideurs s'opposent aux solutions présentées, en essayant d'en proposer une autre qui, selon eux, était efficace dans d'autres cas et circonstances.

II.4.4. Environnement et esthétique :

L'utilisation des produits de synthèse dans le cas des durcissements peut être nuisible sur l'écologie. L'esthétique doit aussi être prise en considération.

II.5. CONCLUSION :

Les méthodes de stabilisation des glissements de terrain sont très variées, elles possèdent un certain nombre de points communs, aussi bien au niveau du comportement local, de l'interaction entre le sol et le renforcement qu'au niveau global du comportement de la structure.

Ces méthodes de confortement permettent de garantir la stabilité, tout en suivant une certaine procédure qui pourrait être utilisée comme un guide méthodologique et reste ouvert à toute tentative d'amélioration, d'adaptation et de développement.

Le choix entre les méthodes disponibles est à la responsabilité de l'ingénieur qui doit fonder sa réflexion en tenant compte des conditions techniques du problème, de la capacité financière allouée, de la pression sociale et politique ainsi que les aspects d'environnement et d'esthétique des solutions.

CHAPITRE N° : III

LES METHODES D'ANALYSE DE LA STABILITE DES PENTES.

CHAPITRE III : LES METHODES D'ANALYSE DE LA STABILITE DES PENTES

III.1. Introduction :

L'étude de stabilité des pentes constitue une préoccupation majeure des ingénieurs et des géotechniciens, à cet effet plusieurs approches et méthodes de calcul ont été développées.

Le calcul à la rupture suppose que le terrain se comporte comme un solide rigide-plastique qui obéit aux lois classiques de la rupture par cisaillement. Le but est de déterminer dans le massif du sol la surface de rupture le long de laquelle l'état de contrainte est le plus proche à celui de rupture.

Le chapitre en cours est consacré à la présentation des principales méthodes de calcul à la stabilité utilisées en pratique.

III.2. La résistance au cisaillement des sols :

L'analyse des glissements permet l'estimation de la résistance au cisaillement mobilisée le long d'une surface de rupture. La rupture en un point est caractérisée par de grandes déformation, il n'y a plus d'équilibre possible si ces déformations ne sont pas contenues.

Le comportement au cisaillement d'un sol fin est différent selon que l'on laisse ou non le temps aux surpressions interstitielles de se dissiper lors du cisaillement ; on est donc amené à distinguer la résistance à court terme (non drainée) et la résistance à long terme (drainée). La forte perméabilité des sols grenus permet un drainage quasi instantané, Dans un calcul de type long terme, les contraintes à considérer sont les contraintes effectives ($\sigma' = \sigma - u$), car ce sont celles qui gouvernent le comportement du squelette solide du sol. Dans un calcul à court terme, il est plus simple de raisonner en contraintes totales dans toutes les couches de sols fins. L'enveloppe de rupture des sols dans le plan de Mohr (σ, τ) est en général assimilée à une droite d'ordonnée à l'origine C (cohésion) et de pente tan φ, φ est l'angle de frottement.

III.3. Sols grenus et sols fins :

Les sols grenus, s'ils sont propres et secs, ont une cohésion nulle. Pour les sols fins, deux types de caractéristiques sont couramment utilisées :

- Caractéristiques drainées :

  Cohésion et angle de frottement interne effectives : c' et φ' ;

- Caractéristiques non drainées :

Cohésion non drainée : Cu ainsi que le coefficient d'accroissement de la résistance non drainée avec la contrainte de confinement : $\lambda = \Delta Cu / \Delta\sigma$.

L'enveloppe de rupture en contraintes totales est une droite horizontale d'ordonnée à l'origine Cu et de pente tan $\varphi_u = 0$.

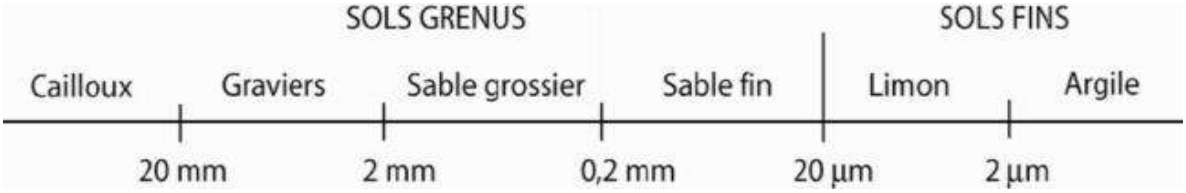


Figure III.0 *: classement du sol.*

III.3.1. Résistance de pic et résistance résiduelle :

L'existence d'un pic sur les courbes d'évolution de la résistance en fonction de la déformation ou du déplacement dépend de l'état de compacité du sol au début du cisaillement, On l'observe dans les argiles surconsolidées et les sables denses. Après un grand déplacement, la résistance tend vers une valeur dite résiduelle, caractérisée par une cohésion quasi nulle et un angle de frottement affaibli, en raison de la réorientation des particules sur la surface de glissement.

Les caractéristiques de résistance à utiliser sont donc différentes selon qu'il s'agit de glissements nouveaux (valeur de pic) ou de réactivations de glissements anciens (valeur résiduelle).

Il n'existe donc pas une résistance au cisaillement propre à un sol donné, mais une infinité de résistances au cisaillement qui dépendent du chemin de contraintes effectives suivi. Cependant, il existe une position critique à laquelle correspond une valeur maximale de cette résistance : c'est la résistance critique ou de rupture par cisaillement. La résistance au cisaillement critique correspond au pic τ_{pic} de la courbe "contrainte de cisaillement déformation axiale" ou, à défaut, à une valeur estimée conventionnellement τ_{ult} lorsque celle-ci tend vers une asymptote ;

la résistance à grandes déformations étant définie par la résistance résiduelle $\tau_{rés}$.

Les paramètres de cisaillement (cohésion c et angle de frottement φ sont détermines, pour un sol donné, sur la droite de Mohr-Coulomb représentant l'évolution de la résistance au cisaillement critique en fonction de la contrainte normale appliquée

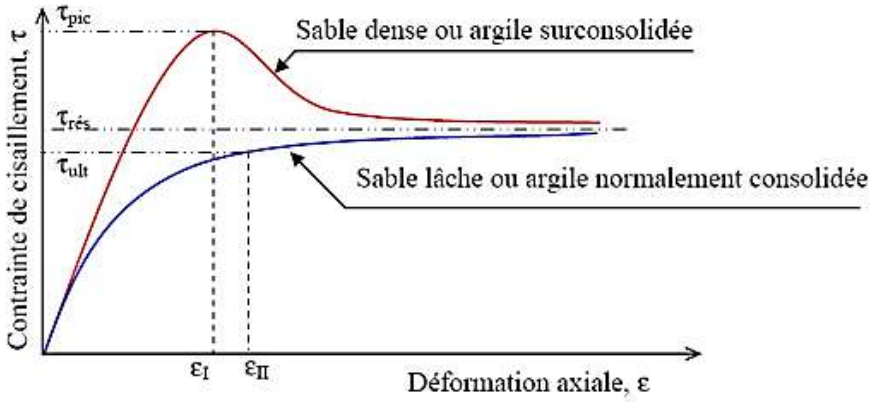


Figure III.1 : *courbe de cisaillement types de sols.*

III.3.2 Évaluation de la résistance au cisaillement :

On dispose de différentes méthodes pour évaluer la résistance au cisaillement d'un massif donné :

- Mesure in situ (scissomètre) ou prélèvement d'échantillons pour essais en laboratoire (appareil triaxial, boîte de cisaillement).
- Estimation par l'expérience ou par l'utilisation de relations empiriques reliant la résistance à d'autres caractéristiques géotechniques.
- Analyse à rebours : on détermine les caractéristiques par calage sur un glissement déclaré (qui est un essai de cisaillement en vraie grandeur), cela nécessite de faire des hypothèses sur le réseau hydraulique au moment de la rupture.

III.3.3 loi de coulomb (1775):

a) comportement à court terme et comportement à long terme :

On rappelle qu'un sol est un ensemble de trois phases : solide, liquide, et gazeuse. On rappelle également qu'il faut faire la distinction entre contraintes effectives et contraintes totales. Il a été vu en hydraulique des sols que l'écoulement de l'eau dans un sol saturé n'était pas instantané et que la vitesse d'écoulement de l'eau dans un sol dépendait de son coefficient de perméabilité.

Dans les sols grenus, le coefficient de perméabilité a une valeur élevée, si bien qu'ils se drainent presque instantanément lorsqu'ils sont soumis à des charges extérieures ; Le comportement du sol ainsi que sa résistance au cisaillement ne sont régis que par le comportement du squelette solide.

Dans les sols fins, le coefficient de perméabilité est faible et sous l'effet des charges extérieures, l'eau tend à s'écouler très lentement.

On distingue ainsi deux comportements extrêmes de ces sols :

- Un comportement à court terme, lorsque l'eau n'a pas encore eu le temps de s'évacuer. Le sol se déforme à volume constant et l'eau joue un rôle important dans le comportement mécanique.

- Un comportement à long terme, où au bout d'un temps assez long, l'eau s'est évacuée et les surpressions interstitielles provoquées par l'application des charges se sont dissipées. Le comportement du sol est alors celui du squelette solide. L'eau libre ne joue plus aucun rôle. A ces deux types de comportement correspondent des caractéristiques de résistances au cisaillement différentes pour un même sol fin.

b) Courbe intrinsèque, critère de Mohr Coulomb :

Supposons un sol soumis à des systèmes de charges différentes. Pour chaque système, on peut tracer à la rupture un cercle de Mohr lui correspondant.

L'enveloppe des cercles de Mohr à la rupture est appelée courbe intrinsèque.

Coulomb a montré que la courbe intrinsèque des sols était une droite d'équation $\tau = C' + \sigma' \operatorname{tg}\varphi'$ où ;

- C' a les dimensions d'une contrainte et caractérise la cohésion.
- φ' est un angle appelé angle de frottement interne

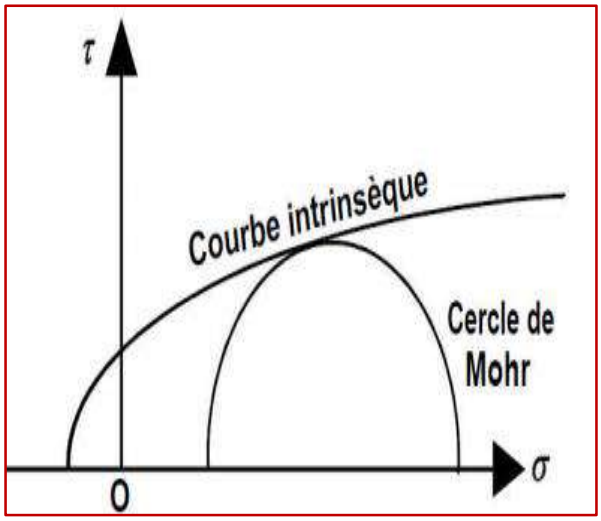


Figure III.2 : *Représente la courbe intrinsèque*

☑ Critère de Mohr-Coulomb

L'enveloppe de rupture des sols dans le plan de Mohr (σ,τ), est assimilée à une droite d'ordonnée à l'origine C (cohésion) et de pente φ (angle de frottement), exprimée par la relation linéaire $\tau=C+\sigma tg\varphi$, appelée la loi de Coulomb [6].

avec:

$\sin\varphi=(\sigma_1-\sigma_3)/(2k+\sigma_1+\sigma_3)$

$\sigma_1-\sigma_3=2k\sin\varphi+(\sigma_1+\sigma_3)\sin\varphi$

$k=C\cot\varphi$

C : la cohesion

σ : la contrainte normale

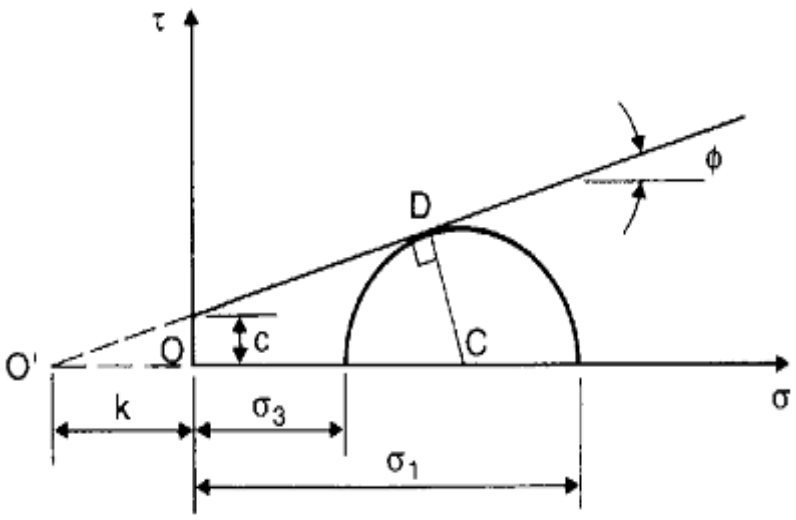


Figure III.3: *Critère de rupture de Mohr-Coulomb*

III.3.4. Les contraintes à la rupture et les paramètres de la résistance au cisaillement:

Au XViii ^{em} siècle, le physicien Charles Coulomb, qui se distingua entre autres par ses recherches sur les phénomènes électriques et magnétiques réalisa des études sur la stabilité de sols. Pour les besoins de constructions militaires, à l'aide d'une boite de cisaillement des sols à la rupture le long d'un plan de cisaillement.

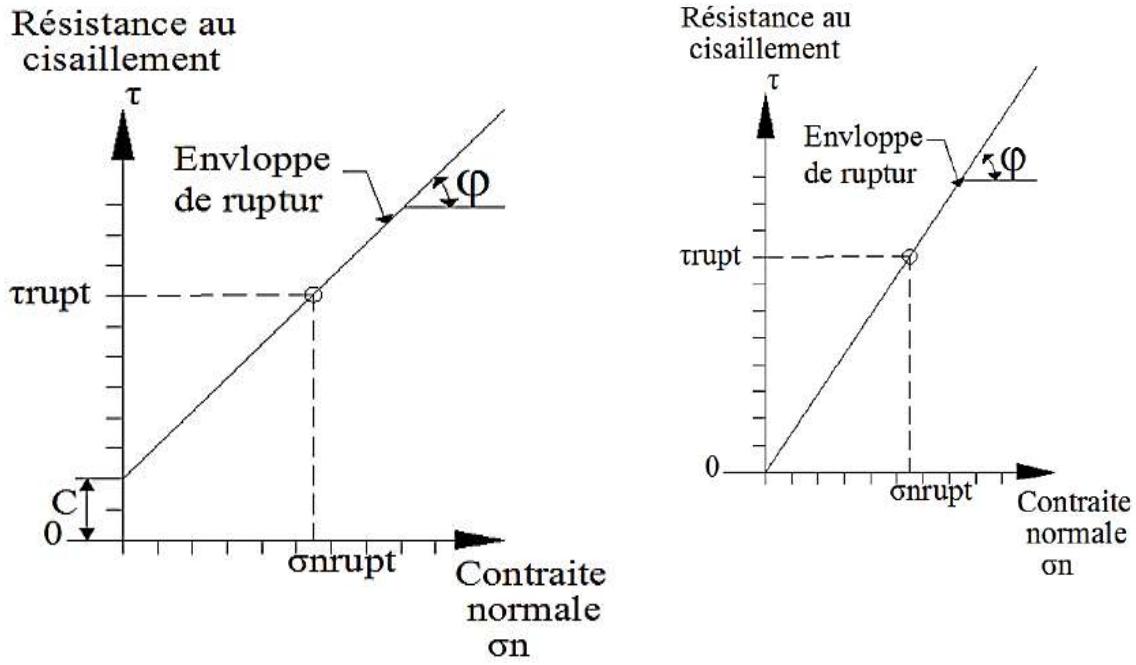
a) Les équations de rupture :

Lors de ces recherches, Coulomb remarqua que la résistance au cisaillement à la rupture (τ_{rupt}) était directement proportionnelle à la contrainte normale (σ_{nrupt}) : plus ce dernier augmentait, plus la résistance au cisaillement devenait grande. Il nota aussi que les sols cohérents manifestaient une certaine résistance au cisaillement due à leur cohésion quand la contrainte normale était nulle.

Pour les sols pulvérulents, comme la cohésion y pour ainsi dire nulle, l'équation prend la forme suivante : $\tau_{rupt} = \sigma_{rupt} \, tg\varphi$.

es paramètres servant à évaluer la résistance au cisaillement d'un sol à la valeur de ces paramètres, il est facile de calculer τ_{rupt} correspondant à σn_{rupt}

La (figure2.4) illustre la relation décrite par l'équation de coulomb appliquée aux sols cohérents et aux sols pulvérulents.



a) Equation appliquée aux sols cohérents pulvérulents

b)*Equation appliquée aux sols*

Figure III.4: *graphique d'équation de coulomb*

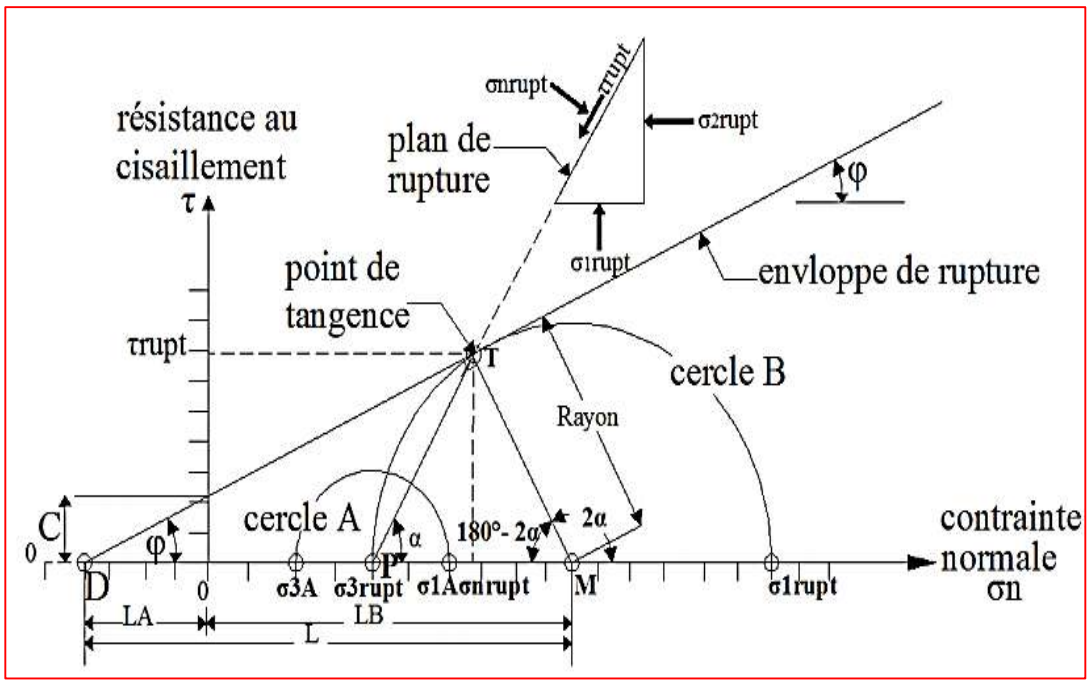


Figure III.5: *cercle de Mohr et l'enveloppe de rupture.*

La droite issue de l'équation constitue l'enveloppe de rupture, c'est-à-dire la limite linéaire où se trouve la gamme des contraintes σ_{nrupt} et τ_{rupt} agissant sur le plan de rupture. Il ne peut y avoir aucun point au-dessus de cette droite, car au-delà de cette limite, l'équilibre des contraintes est rompu, et le sol est instable.

Un point situé sous l'enveloppe représente des contraintes en équilibre et une résistance au cisaillement suffisamment pour assurer la stabilité de sol.

On peut se demander quelles conditions peuvent entraîner l'accroissement des contraintes sur le plan de cisaillement, de telle sorte qu'il se produise un glissement de sol et qu'on estime qu'il y a rupture. Dans la plupart des cas c'est une augmentation importante de la contrainte verticale (σ 1) faisant suite à l'application d'une surcharge à la surface du sol qui cause la rupture. Examinons le cercle de Mohr A de la figure2.5 (on n'a représenté que la moitié supérieur du cercle afin d'alléger la figure). Ce cercle, qui exprime l'état des contraintes d'un élément de sol, se situe sous l'enveloppe de rupture. Dans un tel cas, la résistance au cisaillement à la rupture n'est pas encore dépassée, et le sol demeure dans un état stable. Si on augmente σ 1A , le cercle se déplace vers la droite et son rayon grandit. À la rupture, le cercle devient tangent à l'enveloppe de rupture ; il correspond au cercle B.

Le point de tangence T correspond aux contraintes τ rupt et σ nrupt agissant sur le plan de rupture ;(aucun cercle de Mohr ne peut traverser l'enveloppe de rupture).

La rupture peut également résulter d'une diminution ou d'une augmentation de la contrainte horizontale (σ 3), ce qui survient particulièrement dans les sols qui sont contact avec des murs de soutènement .une telle rupture peut également faire suite à une excavation ayant entraîné le relâchement des contraintes horizontales.

En combinant les cercles de Mohr à l'enveloppe de rupture comme nous l'avons fait à la figure17 on peut établir certaines relations entre les paramètres de la résistance au cisaillement, l'angle α et les contraintes principales. Ainsi, le triangle formé par les points D, T et M permet de formuler l'équation suivante :

$$\Phi + 90° + 180° - 2\alpha = 180°$$

On peut alors définir l'angle du plan de rupture par rapport à l'angle de frottement interne : $\alpha = \varphi/2 + 45°$

Pour exprimer l'angle φ en fonction des contraintes σ 1rupt et σ 3rupt on se sert de même triangle.

Sachant que Rayon = L.sinφ

Et que $Rayon = \frac{\sigma 1rupt - \sigma\, 3rupt}{2}$; $L = L_A + L_B$

$$L_A = \frac{C}{\tan\varphi} \quad ; \quad L_B = \frac{\sigma 1rupt + \sigma\, 3rupt}{2}$$

On obtient

$$Sin\varphi = \frac{Rayon}{L} = \frac{\frac{\sigma 1rupt - \sigma\, 3rupt}{2}}{\frac{C}{\tan\varphi} + \left(\frac{\sigma 1rupt + \sigma\, 3rupt}{2}\right)}.$$

Dans les cas des sols pulvérulents, l'équation devient :

$$Sin\varphi = \frac{\sigma 1rupt - \sigma\, 3rupt}{\sigma 1rupt + \sigma\, 3rupt}$$

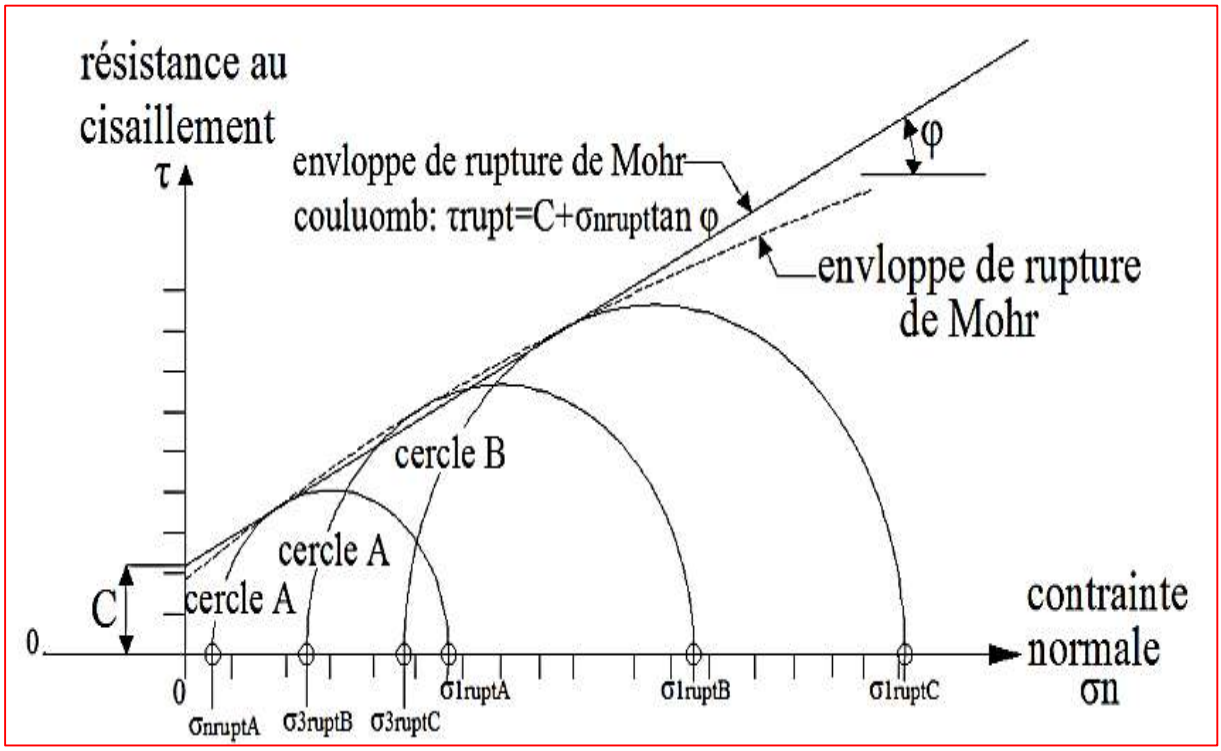


Figure III.6: *l'enveloppe de rupture de Mohr et Mohr coulomb.*

On appelle enveloppe de rupture de Mohr l'enveloppe de rupture que l'on trace à l'aide des contraintes principales à la rupture et des cercles de Mohr qu'elles sous-tendent (figure18). Dans la plupart des cas, cette enveloppe n'est pas vraiment linéaire, contrairement à ce qu'exprime l'équation de coulomb, mais elle présent une légère courbure, difficile à traduire mathématiquement. Cependant, comme l'équation de coulomb demeure l'outil le plus facile à employer pour calculer les paramètres de la résistance au cisaillement, on préfère remplacer l'enveloppe de rupture de Mohr par une droite constituant une approximation acceptable en géotechnique, cette nouvelle enveloppe de rupture s'appelle enveloppe de rupture de Mohr coulomb, et elle concorde avec l'équation de coulomb .

B). Les facteurs influents sur les paramètres de la résistance au cisaillement :

Comme il a été décrit précédemment, la résistance au cisaillement des sols est causée par le frottement, l'enchevêtrement et les forces de la cohésion entre les particules. Les facteurs qui agissent sur ces trois causes auront évidement une grande influence sur la valeur de l'angle de frottement interne φ et de la cohésion C. Ces paramètres variant d'un sol à l'autre, surtout on fonction de certaines propriétés physiques, de la compacité, de la quantité d'eau contenue dans les vides du sol et des conditions de drainage. Plus l'angle de frottement et la cohésion seront grands, plus la résistance au cisaillement ne devrait être élevée.

B.1. Dans Les Sols Pulvérulents (Sables Et Graviers) :

La cohésion est nulle dans les sols pulvérulents. Quant à l'angle de frottement interne φ, sa valeur dépend principalement de la compacité du sol, de sa granulométrie et de la forme de ses particules. La compacité du sol constitue le facteur d'influence le plus important dans les sols pulvérulents : lorsque' elle augmente, l'indice des vides(e) diminue et l'angle φ augment. Par ailleurs, si l'on compare deux sols de même type et de compacité similaire, deux sables par exemple, celui qui présent une granulométrie étalée aura un angle φ supérieur à celui dont la granulométrie est serrée. Enfin, plus les particules d'un sol sont

angulaires, plus l'angle φ est important ; inversement, des particules arrondies font diminuer l'angle φ.

φ' l'angle de frottement effectif de divers types de sols pulvérulents selon l'état de compacité et la forme des particules. On utilise l'angle φ'pour des conditions de rupture dans lesquelles il existe un bon drainage. Dans de telles conditions, on a l'assurance que les pressions interstitielles n'augmenteront pas et que les charges seront reprises uniquement par les particules de sol.

On exprime presque toujours l'équation de coulomb en contraintes

Effectives.

$$\tau'_{rupt} = \sigma'_{nrupt} \, tg\varphi'$$

Certaine observations ont permis de constater que l'angle φ' des sols pulvérulents secs à leur état le plus lâche correspondait à leur angle de repos, c'est-à-dire à l'angle que forment l'horizon et la pente stabilisée d'un sol accumulé en un tas. Cela s'applique particulièrement aux sables.

B.2. Dans les sols cohérents (argiles et limons) :

Les sols cohérents étant peu perméables, les paramètres de la résistance au cisaillement y sont surtout influencés par les conditions de drainage et la teneur en eau. Quand le drainage est, l'eau demeure emprisonnée dans les vides et le sol est saturé, ceci est souvent le cas des argiles ; aucune consolidation n'est possible après l'augmentation des contraintes. En effet, l'eau étant incompressible, elle empêche les particules de se rapprocher quand elle occupe tous les vides du sol. Dans de telles conditions, lorsque les contraintes augmentent, la résistance au cisaillement ne change pas ; seules les pressions interstitielles augmentent .Quelles que soient les contraintes principales agissant à la rupture, la résistance au cisaillement intrinsèque du sol devient une constante : c'est la résistance au cisaillement non drainé. Elle est désignée par le symbole Cu . Dans le diagramme de Mohr coulomb, l'enveloppe de rupture d'un sol non drainé est représentée par une droite horizontale, et l'angle φ est égal à 0°. Sur la figure 19 les cercles de Mohr coulomb A et B représentent les contraintes dans des conditions de rupture différentes. On peut observer que les diamètres des deux cercles sont égaux, bien que les contraintes illustrées par le cercle b soient plus fortes.

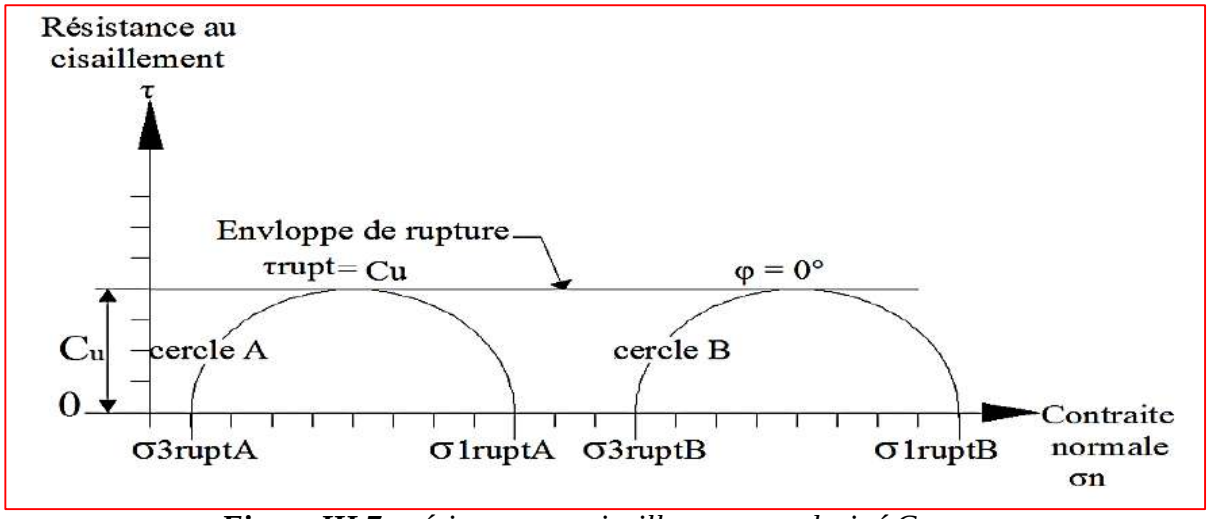


***Figure III.7** : résistance au cisaillement non drainé Cu.*

Lorsque le drainage est possible et que le sol est en cours de consolidation, son volume diminue ; ainsi, les particules se rapprochent et la résistance au cisaillement augment .si le drainage est tel qu'aucune pression interstitielle ne se développe et que toutes les charges appliquées sont reprises par les particules de sol, on exprimera la cohésion et l'angle φ en contraintes effectives.

L'équation de coulomb prendra alors la forme suivante :

$$\tau'_{rupt} = C' + \sigma'_{nrupt} \, tg\varphi'$$

La teneur en eau du sol agit elle aussi de façon importante sur la valeur des paramètres de la résistance au cisaillement. une hausse de la teneur en eau dans un sol argileux éloignait les particules les unes des autres, diminuant ainsi les forces de cohésion.

L'augmentation de la teneur en eau peut être causée par l'infiltration des eaux provenant de la fonte des neiges au printemps ou par des pluies abondantes et souteneus.les sol argileux à teneur en eau élevée ont une consistance molle et une résistance au cisaillement faible. Par contre, les argiles faiblement humides présentent une consistance relativement raide et une

résistance au cisaillement assez élevée.

III.3.5. Modèles simplifiés d'analyse de comportement des sols :

A. Notion De Contrainte Effective :

La théorie de Terzaghi consiste à considérer que le sol est composé de deux milieux couplés, le squelette solide (grains) et l'eau interstitielle. Dans un sol saturé, les contraintes totales notées σ se répartissent entre le squelette solide (contraintes effectives notées : σ') et l'eau (pression interstitielle isotrope notée ; u). D'où la relation très importante de Terzaghi : $\sigma = \sigma' + u$ et $\tau = \tau'$. Dans un sol non saturé, la phase liquide n'est plus continue. Donc, si l'on néglige les contraintes de capillarité, u est partout nul

$\sigma = \sigma'$ et $\tau = \tau'$).

B. Sols Pulverulents (Sables Et Graviers) :

Ces sols étant perméables, il est habituellement considéré qu'il ne s'y développe pas de pression interstitielle. Il est constaté par l'expérience que la courbe intrinsèque dans le plan de Mohr peut être correctement assimilée à une droite passant par l'origine. L'angle φ qu'elle forme avec l'axe des σ est baptisé angle de frottement interne du sol 1(figure III.7).

Il y a début de glissement, et le domaine de la plasticité est atteint lorsque : $\tau = \sigma.\tan\varphi$

τ = contrainte tangentielle

σ = contrainte normale

φ = angle de frottement interne

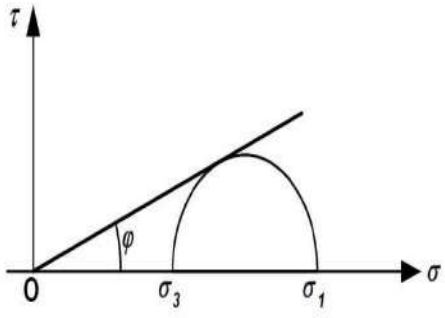


Figure III.7: *Droite de Colomb pour un sol pulvérulent.*

Pour un sable donné, il n'a été constaté expérimentalement que tan φ =K/e, où le coefficient K ≈ 0,45 à 0,55 dépend de la forme des grains et de leur répartition granulométrique.

Pour déterminer l'angle φ, on peut utiliser en laboratoire l'essai de cisaillement, ou essai à la boîte de Casagrande. Il consiste à appliquer une contrainte normale à un échantillon de sol maintenu en conditions drainées, puis à le soumettre à un cisaillement horizontal jusqu'à la rupture (figure III.8). La courbe intrinsèque s'obtient directement en reportant les couples (σ,τ) où σ est la contrainte normale appliquée pendant une rupture et τ la contrainte de cisaillement mesurée pour la rupture. Cet essai s'interprète en considérant que la courbe intrinsèque est une droite (droite de Coulomb), l'angle qu'elle fait avec l'axe des σ étant l'angle de frottement interne. Cet essai simple est de moins en moins utilisé pour les sols fins, car peu précis.

Au cours d'un chargement, pour un sable dense, il y a dilatance. Un sable lâche, au contraire, se contracte lors du cisaillement. La densité critique est la densité initiale telle que la déformation volumique de l'échantillon ΔV/V reste nulle pendant tout le cisaillement.

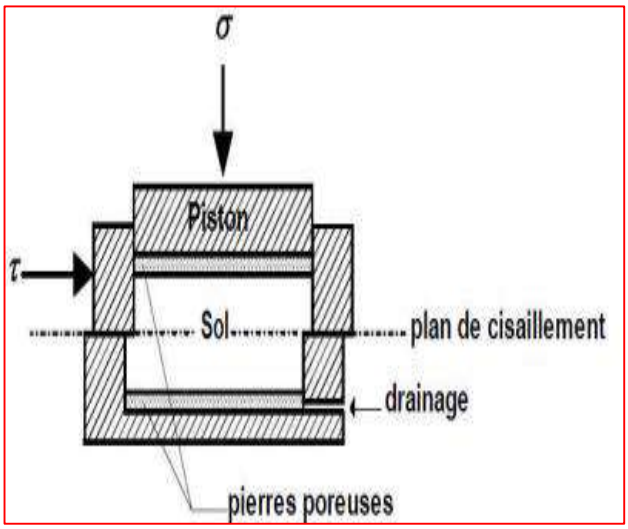


Figure III.8: *schéma de la boite de cisaillement*

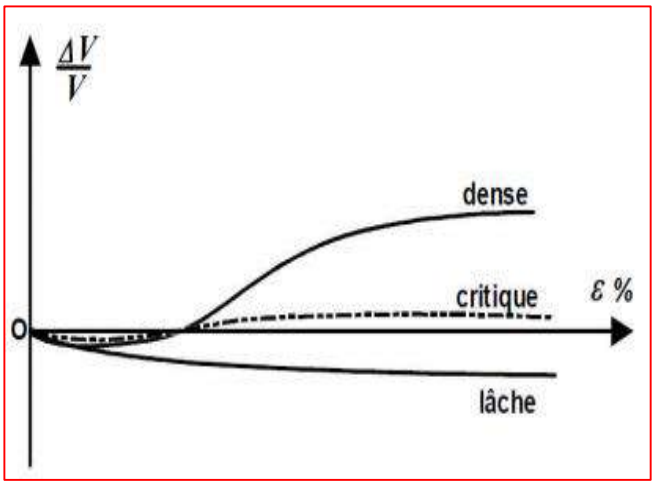


Figure III.9: *changement de volume d'un sable pendant un cisaillement (ε = déformation longitudinale)*

C. SOLS FINS:

Un sol fin normalement consolidé se trouve généralement dans un état de densité inférieure à la densité critique. D'où une tendance pendant le cisaillement à la diminution de volume, ce qui entraîne l'augmentation des pressions interstitielles. Pour déterminer les paramètres de la courbe intrinsèque d'un sol fin, l'essai de laboratoire le plus courant est l'essai triaxial. Un échantillon cylindrique de sol est placé dans une cellule contenant de l'eau, dont une membrane étanche le sépare. Par l'intermédiaire de l'eau, une contrainte radiale uniforme et constante $\sigma_2 = \sigma 3$ est appliquée. Un piston applique une contrainte axiale σ_1 croissante. Une rupture permet de tracer un cercle de Mohr, généralement celui pour lequel l'extrémité de diamètre σ1 correspond au pic de contrainte. C'est la contrainte principale majeure, σ3 étant la contrainte principale mineure.

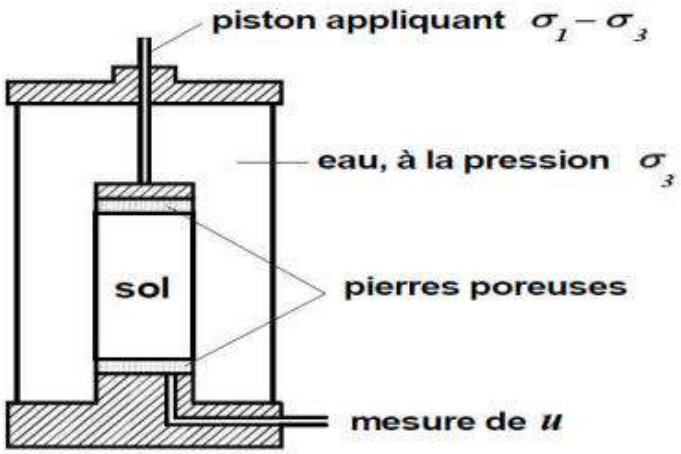


Figure III.10: *schéma de l'appareil triaxial*

Trois ruptures sont en général réalisées, sous différentes valeurs de σ3, avec trois échantillons identiques. Elles permettent de tracer la droite tangente aux trois cercles de Mohr. Son ordonnée à l'origine (c) est par définition la cohésion du sol. L'angle φ formé avec l'axe des contraintes normales est l'angle de frottement interne du sol. Les sols pulvérulents sont donc dépourvus de cohésion. Dans le plan de Mohr, la courbe intrinsèque est donc une droite, appelée droite de Coulomb. Coulomb avait le premier considéré que les contributions des deux phénomènes mécaniques, la cohésion et le frottement interne pouvaient s'ajouter indépendamment l'une de l'autre.

Trois types d'essais triaxiaux sont couramment pratiqués.

Dans l'essai consolidé, drainé (CD), les pressions interstitielles se dissipent au fur et à mesure (essai lent qui correspond au comportement à long terme du sol). Donc à tout

instant u = 0. Cet essai s'interprète classiquement en considérant le critère de Coulomb: la courbe intrinsèque est une droite d'équation $\tau = c' + \sigma'. \tan \varphi'$ où φ', angle de frottement effectif, et c', cohésion drainée, sont les caractéristiques inter granulaires du sol.
Dans l'essai consolidé, non drainé avec mesure de u (CU), l'échantillon est tout d'abord consolidé sous une contrainte isotrope jusqu'à dissipation des pressions interstitielles ; puis le drainage est fermé et la contrainte verticale est augmentée jusqu'à la rupture tout en mesurant les variations de la pression interstitielle. Cet essai, plus rapide que l'essai consolidé drainé, permet malgré tout d'accéder aux caractéristiques inters granulaires du sol c' et φ', à condition de l'interpréter en contraintes effectives.
Dans l'essai non consolidé non drainé (UU), les pressions interstitielles ne se dissipent pas. Cet essai rapide correspond au comportement à court terme.
Pendant l'essai, le volume est constant. Cet essai est interprété en contraintes totales et permet d'estimer C u , cohésion non drainée. L'angle de frottement interne φ u est généralement supposé nul.

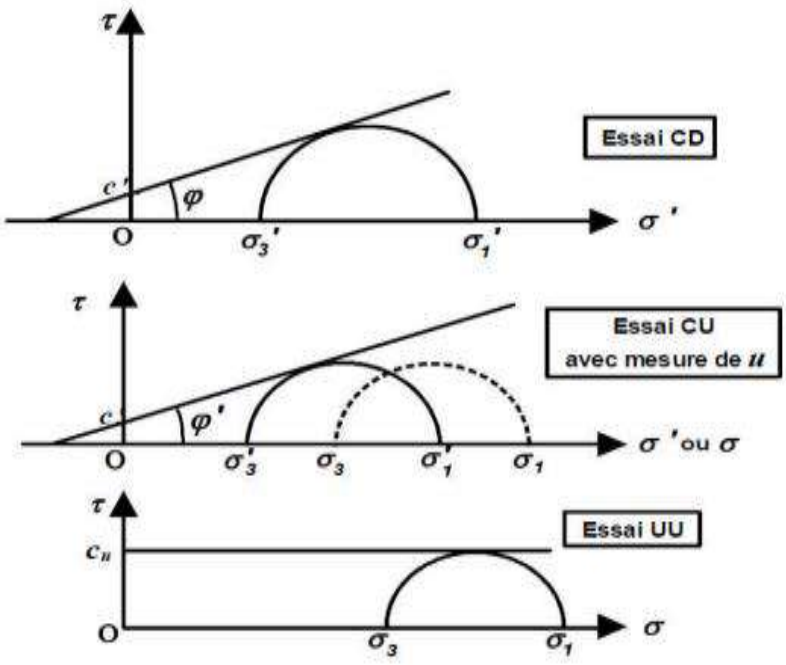


Figure III.11: interprétation des différents types d'essais triaxiaux

L'essai triaxial est le plus classique, mais il existe d'autres essais :

- compression isotrope (triaxial pour lequel $\sigma 1 = \sigma 2 = \sigma 3$ pendant l'essai).
- compression à déformation latérale nulle ou essai oedométrique $\varepsilon 3 = 0$.

- cisaillement direct
- compression simple ($\sigma 2 = \sigma 3 = 0$). Ce dernier essai est facile à interpréter en contraintes totales. En effet, le cercle de Mohr passe par l'origine et a pour diamètre $\sigma 1$, d'où : $Cu = \sigma 1/2$

- le comportement du massif de sol n'est réagi que par le comportement du squelette solide (empilement des particules du sol). Le massif de sol est donc drainé presque instantanément (Voir Tableau III-1).

Tableau III-1: Calcul de stabilité pour les deux types des sols (Résistance au cisaillement par Jean-Pierre MAGNAN livre Laboratoire Central des Ponts et Chaussées année 2000)

Tableau 2-1: Calcul de stabilité pour les deux types des sols (Résistance au cisaillement par Jean-Pierre MAGNAN livre Laboratoire Central des Ponts et Chaussées année 2000

Type de sol	**Perméabilité**	**Type de calcul**	**Caractéristiques**	**Contraintes induites**	**Pression interstitielle induite**	**Drainage**
Sol pulvérulent ou grenu	Forte à moyenne	Long terme	Drainées	Effectives	U= 0	Autorisé
	Faible	Long terme	Drainées	Effectives	U = 0	Autorisé
Sol fin	Faible à très faible	Long terme et court terme	Non drainées	Totales	$U \neq 0$	Autorisé ou empêché

III.4 Principe de calcul à la rupture :

Les méthodes de calcul à la rupture sont des méthodes où l'analyse et le calcul sont limités sur une ligne ou une surface de rupture, réelle ou potentielle, [III.3]. Du fait de cette restriction, les hypothèses sont très fortes, mais les paramètres sont moins nombreux et plus faciles à déterminer. Ce sont les méthodes les plus anciennes et elles sont basées sur les hypothèses suivantes :

- Le massif en mouvement peut être décomposé en un ensemble de blocs rigides indéformables qui se frottent les uns sur les autres.

- Le comportement de l'interface est presque toujours défini par la loi de Coulomb. L'hypothèse des calculs à l'équilibre limite distingue une partie potentiellement mobile, séparée d'une partie fixe du massif, par une courbe de rupture,

(Voir figure III.3). Dans ce cas :

- Le calcul d'équilibre est fait à la rupture;
- Les équations résolvantes sont les équations de la statique;

Le coefficient de sécurité F est spatialement bien déterminé (supposé constant le long de la ligne de rupture).

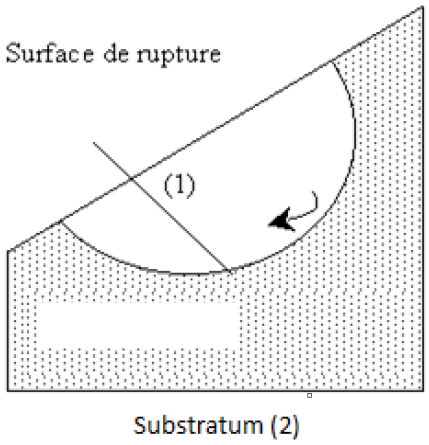


***Figure III.12**: Surface de rupture*

L'objectif du calcul de stabilité à la rupture est, à partir d'équations d'équilibre de la statique, d'obtenir une expression de F en fonction de divers paramètres définissant le massif étudié.

Ce principe de calcul qui est illustré par la figure III.3 est à la base de toutes les méthodes de calcul à la rupture. Il est développé avec toutes les hypothèses simplificatrices nécessaires pour modéliser le cas réel et le réduire à une équation que l'on résout. La description des méthodes de calcul à la rupture consiste à préciser les hypothèses choisies et le mode de résolution utilisé.

III.5. Méthodes de calcul à la stabilité

Depuis Fellenius (1927), de nombreux auteurs ont proposé des méthodes de calcul, plus au moins sophistiquées et plus au moins efficaces, en relation avec le développement des techniques, des recherches, de l'outil informatique, et de l'analyse numérique. Little et al. (1958) et Horn (1960) sont les précurseurs de cette évolution [27]. Ces méthodes apparaissent en général trop simples et trop élaborées et de maniement délicat.

Les différentes méthodes sont représentées dans le tableau III.2.

Tableau III.2: Caractéristiques des méthodes de rupture dans l'analyse de la stabilité des talus ;

Tableau III.2: Caractéristiques des méthodes de rupture dans l'analyse de la stabilité des talus

Méthode	Caractéristiques
Abaque de stabilité de pente (Janbu 1968 ; Duncan et al.1987)	- Assez précise pour plusieurs résolutions. - Plus rapide que les analyses détaillées par ordinateur. - Uniquement pour les surfaces de glissement circulaires. - Ne satisfait pas l'équation d'équilibres des forces horizontales et verticales. - Satisfait l'équation d'équilibre des moments.
Méthode de Bishop simplifiée (Bishop 1955)	- Uniquement pour les surfaces de glissement circulaires. - Satisfait l'équilibre des forces horizontales. - Satisfait l'équation d'équilibre des moments.
Méthode de Perturbation (1972)	- N'importe quelle forme de surface de glissement. - Satisfait l'équilibre des forces verticales et horizontales. - Satisfait l'équation d'équilibre des moments.
Procédure généralisée des tranches de (Janbu 1968)	- N'importe quelle forme de surface de glissement - Satisfait toutes les conditions d'équilibre. - Permet la variation de la position des forces latérales intertranches. - Problèmes numériques plus fréquents que certaines autres méthodes.
Morgenstern et Price's (Morgenstern et Price 1965)	- N'importe quelle forme de surface de glissement. - Satisfait toutes les conditions d'équilibre. - Permet de faire varier l'orientation des forces latérales intertranches.
Méthode de Spencer (Spencer 1967)	- N'importe quelle forme de surface de glissement. - Satisfait toutes les conditions d'équilibre. - Les forces latérales intertranches sont supposées parallèles.

III.5.1 Méthode des éléments finis :

Toutes les méthodes de calcul à la rupture permettant l'analyse de la stabilité des pentes reposent sur le fait de choisir arbitrairement une série de surfaces de glissement et de définir celle qui donne la valeur minimale du coefficient de sécurité. Mais depuis un certain temps, les méthodes d'analyse numérique donnant accès aux contraintes et aux déformations au sein du sol connaissent une large utilisation. De plus, le comportement des massifs de sol avant la rupture ou au stade du pré rupture ne peut pas être analysé par des méthodes à l'équilibre limite car on ne peut mettre en évidence aucune surface de rupture. Ce phénomène peut être décrit par les méthodes volumiques (méthodes des éléments finis) qui prennent en compte tout le massif dans l'analyse de la stabilité. [28].

La modélisation par éléments finis d'un ouvrage est donc constituée par un ensemble d'hypothèses, toujours simplificatrices, et la mise en œuvre d'une suite de modèles, chacun plus ou moins approché :

- Modèle géométrique (maillage, limites entre les couches, discontinuités, etc.) ;
- Modèle de charge (estimation des forces et des pressions, des déplacements imposés, définition du phasage des travaux, conditions aux limites, décomposition en incréments pour la résolution en comportement non linéaire, etc.) ;
- Modèle hydraulique (sol saturé, état initial, écoulement permanent ou transitoire, position la surface libre, etc.) ;
- Modèles de matériaux (élasticité, élastoplasticité, viscoplasticité, etc.) ;
- Modèle d'évolution (choix des pas de temps à considérer, historique des charges) ;
- Modèles de structures (poutres, coques, plaques, élasticité, élastoplasticité, etc.) ;
- Modèles d'interaction sol-structures (lois d'interface, modules de réaction, etc.).

Ces hypothèses ne sont pas fondamentalement différentes de celles de toutes les études géotechniques, mais la complexité plus grande car ces modèles de calcul obligent à fixer plus de conditions et à déterminer plus de paramètres que dans les calculs courants.

III.6. L'objectif des méthodes de calcul :

III.6.1. Définition du facteur de sécurité :

La définition du coefficient de sécurité des talus à l'égard de la rupture est une des questions les plus controversées de la mécanique des sols.

De nombreuses publications ont été faites sur les divers coefficients de sécurité que l'on est susceptible d'adopter pour définir la stabilité des talus. Un coefficient de sécurité peut être définit comme étant un rapport de contraintes, de forces, de moments ou d'autres [13].

En première approximation on peut caractériser l'état de la stabilité par : $F = \frac{\tau_{max}}{\tau}$

Avec ; F < 1 talus très instable ;

F = 1 talus de stabilité précaire (Equilibre limite);

F > 1 talus stable.

Dans la suite de ce travail le coefficient de sécurité adopté sera:
τmax désigne la résistance au cisaillement maximale que peut mobiliser le sol en un point défini par :

$\tau_{max} = C' + \sigma' \, tg\varphi'$

τ : représente la contrainte de cisaillement s'exerçant effectivement en ce point.

Avec C' et φ' sont respectivement la cohésion et l'angle de frottement d'un massif donné.

***Tableau III.3**: Différentes définitions d'un coefficient de sécurité*

N °	Définition	Formule	Commentaire
1	Rapport de contraintes	$F = \tau_{max} / \tau$	Méthode à la rupture
2	Rapport de forces	$F = E_{résist} / E_{moteur}$	Direction de déplacement
3	Rapport de moments	$F = Mt_{résist} / Mt_{moteur}$	Rotation
4	Paramètres réduits	P = P/F	Cf. Eurocodes
5	Probabilité à X %	Distribution de F	Cf. Monte Carlo

III.6.2. Choix de la valeur de F dans le calcul de stabilité

Il faut d'abord rappeler que l'application de ce coefficient a pour raison d'être fondamentale de se tenir « raisonnablement » éloigné de la rupture.

Dans cette optique générale, on peut distinguer deux rôles principaux joués par F :

- **1er rôle** : se tenir plus au moins éloigné de la rupture selon la valeur que l'on attribue au site à protéger, ou encore selon l'importance du risque humain qui est associé à une éventuelle rupture dans cette optique, F apparaît donc comme un « coefficient d'assurance ».

Il ne faut jamais perdre de vue que plus F est élevé plus le projet sera cher ; l'assurance se paie. L'application de ce « coefficient d'assurance » suppose que la valeur de la résistance limite qui définit la rupture est connue.

- **2ème rôle :** prendre en compte les différentes causes d'imprécisions et d'erreurs qui peuvent fausser le résultat d'un calcul. Rappelons les deux causes principales d'erreurs, lesquelles peuvent d'ailleurs se combiner, voir s'additionner, on prend entre ;

- Incertitude sur la valeur réelle qui peut d'ailleurs changer avec le temps des paramètres pris en compte dans le calcul. (C, φ, γ, U). Cette incertitude est d'autant plus grande que les investigations sur le site sont plus réduites.

- Incertitude sur les Hypothèses et simplifications adoptées dans le développement d'un calcul de stabilité : leur importance se trouve sensiblement réduite par l'introduction des calculs sur ordinateur qui permettent de serrer de plus en plus la complexité des données réelles du site. Dans ce dernier rôle, le coefficient F apparaît comme un « coefficients d'ignorance ».

Finalement, la valeur de F qu'on adopte dans un projet implique l'examen et la prise en compte des deux fonctions distinguées précédemment, lesquelles se trouvent ensuite confondues dans la valeur retenue. Il n'y a donc, en la matière, que des cas d'espèces, et un choix correct de F suppose une bonne pratique de ces problèmes.

le facteur de sécurité F minimal à adopter dépend la nature de l'ouvrage, de son utilisation et des conséquences que pourrait entrainer sa rupture en termes de risque humain et de dommages matériels .

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

Tableau III.4: *valeurs de F en fonction de l'importance :*

F	- Etat de l'ouvrage
< 1	- Danger
1.0 – 1.25	- Sécurité contestable
1.25-1.4	- Sécurité satisfaisante pour les ouvrages - Peu importants - Sécurité contestable pour les barrages. Ou - Bien quand la rupture serait - catastrophique
>1.4	- Satisfaisante pour las barrages

La définition des seuils des facteurs de sécurité dépend de l'approche adoptée, des fréquences de sollicitations de l'ouvrage en question et du risque créé par la rupture. En condition normale, Fellenius propose un seuil égale à 1,25, alors que F = 1,5 pour Bishop (l'approche de Fellenius est plus conservatoire que celui de Bishop). [29]

III.6.3. Comparaison et difficultés entre les différentes méthodes :

Les méthodes des tranches existantes dans la littérature sont nombreuses, elles présentent en générale des hypothèses différentes, pour des raisons numériques, le choix de l'inconnue résolvante est différent. De nombreuses comparaisons ont été faites par (Wright et al 1973, Lunsdaine et al 1982), et d'autres auteurs mettent en évidence les difficultés numériques de certaines de ces méthodes [27].

Raulin et al (1974) ont effectué une étude comparative portant sur la valeur du coefficient de sécurité en utilisant quelques méthodes. Considérant plusieurs exemples pour chaque méthode, l'ensemble des résultats obtenus sont consignés sur le tableau III.5 [29].

Méthode 1 : Janbu.292430

Méthode 2 : Perturbations.

Méthode 3 : Bishop simplifiée.

Méthode 4 : Morgenstern et Price

***Tableau III.5**: Les valeurs du coefficient de sécurité F*

F	Méthode 1	Méthode 2	Méthode 3	Méthode 4
Exemple 1	2,09	2,03	1,959	2,045
Exemple 2	0,666	0,628	0,619	-
Exemple 3	3,352	3,45	-	-
Exemple 4	0,945	0,937	-	-

Les valeurs de F données dans le tableau III.5 sont dans l'ensemble très cohérentes.

III.7. Méthode des tranches :

Du moment que le sol n'est pas toujours homogène, il est nécessaire de disposer d'une méthode plus générale permettant la prise en compte de lignes de glissement quelconque et de massifs hétérogènes. En face d'un tel problème aux données complexes, on cherche la solution en découpant le domaine étudié en tranches volumiques verticales élémentaires et écrivant l'équilibre statique de chaque tranche [27] ; On exposera les équations de l'équilibre sous leur forme discrète, les tranches étant en pratique d'épaisseur finie. L'analyse peut naturellement s'effectuer dans le cas continu ; les équations linéaires étant alors remplacées par un système d'équations différentielles.

La tranche générique numéro i est soumise aux forces suivantes (voir figure III.13)

- Le poids propre W_i
- Réactions à la base N_i, T_i
- Réactions latérales V_i, H_i, V_i', H_i'.

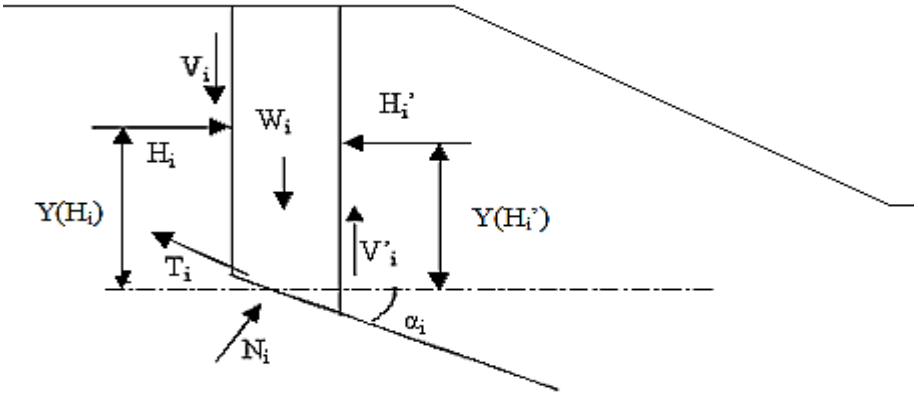


Figure III.13: *Les inconnues de la méthode des tranches*

$$W_i + (V_i - V'_i) - N_i\cos\alpha_i - T_i\sin\alpha_i = 0 \qquad \text{(III.2)}$$

$$(H_i - H'_i) + N_i\sin\alpha_i - T_i\cos\alpha_i = 0 \qquad \text{(III.3)}$$

$$M^t(W_i) + M^t(N_i) + \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots + M^t(H'_i) = 0 \qquad \text{(III.4)}$$

L'équilibre statique de cette tranche se traduit par les équations :

Les moments étant calculés en un point O quelconque.

Les liaisons intertranches se traduisent par les relations:

$$V_i = V'_{i-1} \qquad \text{(III.5)}$$

$$H_i = H'_{i-1} \qquad \text{(III.6)}$$

$$Y(H_i) = Y(H'_{i-1}) \qquad \text{(III.7)}$$

Les conditions aux limites sont:

$$V_1 = H_1 = V_n' = H_n' = 0 \qquad \text{(III.8)}$$

$Y(B) = Y(H_1)$; $Y(D) = Y(H_n')$

Le critère de Coulomb permet alors d'écrire:

$$T_i = \left(\frac{T_{i\,max}}{F}\right) = \frac{C_i}{F} + (N_i - U_i)\frac{tg\varphi}{F}$$

(III.9)

(C_i et U_i sont les forces représentant l'effet de la cohésion et de la pression interstitielle, N_i étant une forcé totale). Résoudre le problème de stabilité revient alors à trouver les 8n + 1 (il y a n tranches) inconnues qui sont:

Réactions T_i, N_i : 2 n

Réactions V_i, V_i', H_i, H_i' : 4 n

Points de passage $Y(H_i)$, $Y(H_i')$: 2 n

Coefficient de sécurité F : 1

Et les équations:

(III.2), (III.3), (III.4) : 3 n

(III.5), (III.6), (III.7) : 3 (n - 1)

(III.8) : 6

(III.9) relation de Coulomb : n

Soit 7 n + 3 équations.

Il est donc nécessaire de disposer de (n –2) équations complémentaires pour résoudre ce système. Elles peuvent être obtenues en faisant des hypothèses sur les forces intertranches, c'est le cas de la méthode de Bishop simplifiée.

III.7.1. Méthode de Bishop simplifiée :

III.7.1.1. Calcul du coefficient de sécurité

Les deux hypothèses particulières de la méthode de Bishop simplifié sont les suivantes :

1. La surface de rupture s'appuie sur une génératrice circulaire ;
2. Les forces inter-tranches sont supposées satisfaisant à la condition :

$V_i - V_i' = 0$; i = 1,2,… (n-1)

De plus, compte tenu de ce que $V_1=0$ (équation III.8), l'hypothèse 2 se traduit par :

$V_i=V_i'$; $i = 1,2,\ldots n$

Reprenant les équations générales pour ce cas particulier nous avons alors:

$$W_i - - N_i\cos\alpha_i - T_i\sin\alpha_i = 0 \qquad \text{(III.10)}$$

$$(H_i - H'_i) + N_i\sin\alpha_i - T_i\cos\alpha_i = 0 \qquad \text{(III. 11)}$$

$$\frac{C_i - U_i\operatorname{tg}\vartheta}{F} + \frac{N_i\operatorname{tg}\vartheta}{F} - T_i = 0 \qquad \text{(III.12)}$$

De plus le moment résultant de toutes les forces, par rapport au centre du cercle de rupture doit être nul, soit:

$$\sum_{i=1}^{n} W_i\sin\alpha_i = \sum_{i=1}^{n} T_i \qquad (2.13)$$

$$F = \frac{\sum_{i=1}^{n} (C_i b_i + (W_i - U_i b_i)\operatorname{tg}\varphi)/m\alpha}{\sum_{i=1}^{n} W_i \sin\alpha_i} \qquad (2.14)$$

La combinaison des équations (III.10), (III.11), (III.13) permet d'écrire:

Avec: $m\alpha = \cos\alpha_i\,(1+ \operatorname{tg}\alpha_i\operatorname{tg}\varphi / F_0)$

Cette formule fournit une expression implicite de F dont la valeur s'obtient par itérations successives. La valeur de F_0 est généralement calculée par la méthode de Fellenius[30].

III.7.III. Méthode de Fellenius (1927) :

• La ligne de glissement est de forme circulaire

• On néglige totalement les efforts inter-tranches

• La seule force agissant sur l'arc AB est le poids W.

Par rapport au centre O, on peut définir :

- le moment moteur comme celui du poids des terrains W tendant à provoquer le glissement.

- le moment résistant maximal fourni par la valeur maximale que peut prendre la composante tangentielle de Rn

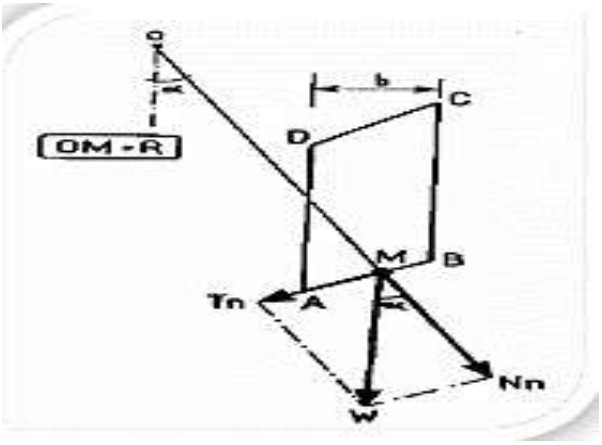


Figure III.14 : *Forces agissantes sur une tranche d'après l'hypothèse de FELLENIUS*

$$R_n = c_n.AB + N_n.\tan\Phi_n \qquad \text{(II.5)}$$

Par ailleurs : $N_n = W_n \cos\alpha_n$ (II.6)

Donc : $R_n = c_n.AB + W_n \cos\alpha_n \tan\Phi_n$ (II.7)

D'autre part : $AB = l_n = \frac{bn}{\cos\alpha}$ (II.8)

$$\sum_i^m \boldsymbol{R}.\left(\mathbf{Ci}.\frac{\mathbf{bn}}{\boldsymbol{cos\alpha}} + \mathbf{Wn}\,\boldsymbol{cos\alpha\, tan\phi i}\right) \qquad \text{(II.9)}$$

Où : m = nombre total de tranches.

C_i, Φ_i = caractéristiques mécaniques de la couche dans laquelle est situé l'arc AB.

- Le moment moteur est dû à T_n et égal à $T_n.R$

Par ailleurs : $T_n = W_n \sin\alpha_n$ (II.10)

En remplaçant (II.9) et (II.10) dans l'équation

$$F_S = \frac{\sum \text{Moments des forces résistant au mouvement}}{\sum \text{Moments des forces provoquant le mouvement}} \quad \text{(II.11)}$$

On obtient l'expression du facteur de sécurité

$$F_S = \frac{\sum_1^n \left(ci - \left(\frac{bn}{\cos \alpha n} \right) \right) + Wn \cos \alpha n \, tg \, \varphi n}{\sum_1^n wn \sin \alpha n} \quad \text{(II.12)}$$

Les paramètres intervenant dans le calcul de Fs sont donc :

- b, la largeur des tranches ;
- α, l'angle orienté que fait le rayon du cercle passant par le milieu de la base de la tranche avec la verticale ;
- la hauteur de la tranche pour le calcul du poids W. [31]

III.7.3. Méthode de Morgenstern et Price (1965) :

Morgenstern et Price définissent une fonction donnant l'inclinaison des efforts inter tranches cette méthode introduit une fonction mathématique arbitraire pour représenter la variation de la direction des forces entre les tranches. [32]

III.7.4. Méthode de Sarma (1973):

Sarma (1973) a développé une méthode pour une tranche verticale ou non pour les blocs

de sol. Cette méthode satisfait les deux conditions d'équilibre. En outre, la relation entre les forces inter tranche est assumée comme un processus linéaire de Mohr-Coulomb.

Les forces inter-tranches sont ajustées jusqu'à ce que le coefficient de sécurité pour l'équilibre des forces et des moments soit satisfait. En générale, la méthode de Sarma :

- Tien compte à la fois de la force et des forces inter-tranches de cisaillement.
- Satisfaire à la fois l'équilibre des forces et des moments. [28].

III.7.5. Méthode de Spencer (1967) :

Cette méthode au même principe de calcul que la méthode de Morgenstern and Price, la différence réside dans la fonction de variation qui est constante (le rapport constant entre les comptes verticaux et horizontaux des forces inter tranches. [33]

III.7.6 Méthode de Janbu simplifiée :

Cette méthode elle a comme hypothèse, les forces inter-tranches sont horizontales, ce qui sous-estime le coefficient de sécurité. Dans cette méthode les forces verticales inter-tranches sont supposées nulles. Le facteur de sécurité est calculé à partir d'équilibre des forces horizontales puis un facteur de correction empirique est multiplié par ce coefficient de sécurité pour pallier au manque de l'effet des forces verticales inter-tranches.
L'équilibre des moments n'est pas satisfait.

III.8. Traitement de calcul par la méthode tranche ;

Le système n'est pas linaire : l'expression de F n'est pas explicite mais est de la forme : F = f(F). On est donc amené à résoudre un problème de point fixe non linéaire. Le calcul se fait par substitutions successives à partir d'une valeur initiale F_0 :

$$F_1 = f(F_0)$$

$$F_2 = f(F_1)$$

$$F_n = f(F_{n-1})$$

Jusqu'à ce que (F_n - F_{n-1}) soit inférieur à la précision désirée. La convergence de ce procédé itératif n'est assurée que si $\|f(F)\| < Cte < 1$ dans un domaine stable et plus f(F) est petit plus la convergence sera rapide.

III .9 synthèse des méthodes de rupture dans l'analyse de la stabilité des talus :

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
Sarma	-les forces inter-tranches de cisaillement dépend aux caractéristiques de cisaillement, la pression interstitielle de l'eau et la composante horizontale de la force inter-tranches -la force normale (N) agit au centre de la base de la tranche	-Σ moment de n'importe qu'elle point sélectionnée -Σ forces dans le sens vertical et horizontal	-coefficient de sismicité (K) - La force normale à la base (N) -coefficient (λ) -les forces inter-tranches horizontales -emplacement des forces latérales

Tableau III.6: synthèse des méthodes de rupture dans l'analyse de la stabilité des talus

III.10. CONCLUSION :

Un des problèmes les plus fondamentaux des méthodes de calcul à la rupture de la stabilité des talus est la définition de la forme de la ligne de rupture. Le cercle est la forme géométrique la plus utilisée en raison de la grande commodité de calcul qu'il procure. Pour éviter la rupture des talus, des recherches ont été faites pour arriver à comprendre ce phénomène de rupture et d'établir sa stabilité en faisant introduire un coefficient de sécurité calculé par diverses méthodes. Les valeurs du coefficient de sécurité obtenu sont dans l'ensemble très cohérentes. Dans notre cas, la méthode choisie pour le calcul du coefficient de sécurité est celle de Bishop simplifiée.

Cette méthode présente comme toute méthode des imperfections théoriques. Cependant elle donne des résultats satisfaisants en regard des incertitudes très importantes sur les paramètres fondamentaux du calcul (cohésion et angle de frottement) et pression interstitielle. En outre, elle offre l'avantage appréciable d'être facile à mettre en œuvre.

CHAPITRE N° : IV

LA RECONNAISSANCE DU SITE ET DES SOLS :

CHAPITRE IV : LA RECONNAISSANCE DU SITE ET DES SOLS.

IV Présentation Du Projet :

IV.1. Introduction :

Le projet sujet de notre étude traitant d'un glissement de terrain survenu sur le chemin de wilaya n°8 (**CW08**) au **PK46+300** entre MEDEA ET BENI ATELI . Après localisation du glissement, une première présentation a concerné le contexte géologique global de la région, son climat, ses caractéristiques sismiques et la morphologie du site.

Par la suite, une description détaillée des conditions et conséquences observées de la visite du site est établie. La synthèse et l'exploitation des informations disponibles synthétisées permettent d'établir un premier diagnostic de la situation et de dégager les causes les plus probables à l'origine de ce glissement.

IV.2. Présentation De La Région :

Médéa est une wilaya située sur les hauts plateaux qui ferment la vallée de la Mitidja, à 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'silla et Bouira et à l'Ouest par les Wilayas de Ain Defla et de Tissemsilt (voir la figure IV.1). Sa superficie totale est de 8700 km^2 et sa population est estimée à 722 000 habitants.



Figure IV.1: Situation géographique de Médéa

IV.2.1. Contexte géologique de la région :

Sur le plan géologie, la région de Médéa appartient à la chaîne montagneuse de l'Atlas tellien et à l'extrémité nord des hauts plateaux. Les formations du Crétacé sont généralement développées dans la partie nord de la wilaya et les dépôts du Cénozoïque dans sa partie sud, les grands ensembles géologiques de la région sont :

☑ **Le quaternaire :**

Composé de formation continentale, constituée essentiellement de remplissage d'alluvions plus ou moins fins dans les lits des oueds, avec localement des restes de terrasses plus anciennes, ainsi que par des éboulis des pentes qui sont des débris de poudingues du carténien et produits de désagrégation des roches Crétacé sur les marnes du carténien.

☑ **Le miocène :**

Il constitue la bordure méridionale du grand bassin de Médéa, qui se prolonge à l'ouest par le bassin du Chéliff, dans le secteur d'étude le miocène et représenté par le miocène supérieur et le miocène inférieur.

1 .Miocène supérieur marin: Il est composé de calcaire de grès et d'argile, il est représenté par le symbole « mm » sur la carte géologique.

2. Miocène inférieur marin (Burdigalien) : Il est formé de marnes argileuses grises et d'argile marneuse avec des couches de grès durs et conglomérats rouges. Il est représenté par le symbole « mi » sur la carte géologique.

☑ **Le crétacé :**

Les formations datant du Crétacé sont les plus répandues dans la région étudiée. Il est représenté par les faciès suivants :

- **Crétacé supérieur marin (Cs):** il est composé de dépôts marins ou lagunaires, représenté principalement par une alternance de calcaire et de marnes vertes et en moindre quantité par des dolomies, des grès, des argiles gypsifères et des lentilles de gypse purs.
- **Crétacé moyen (Cm):** Il est composé de dépôts marin ou lagunaire, représenté par des alternances de grés carbonatés, des argiles, des calcaires et des roches argileuses gypsifère.
- **Crétacé inférieur (Ci):** C'est un faciès marin, composé d'alternance de calcaires dolomitique, avec des bancs d'argiles et de marnes.

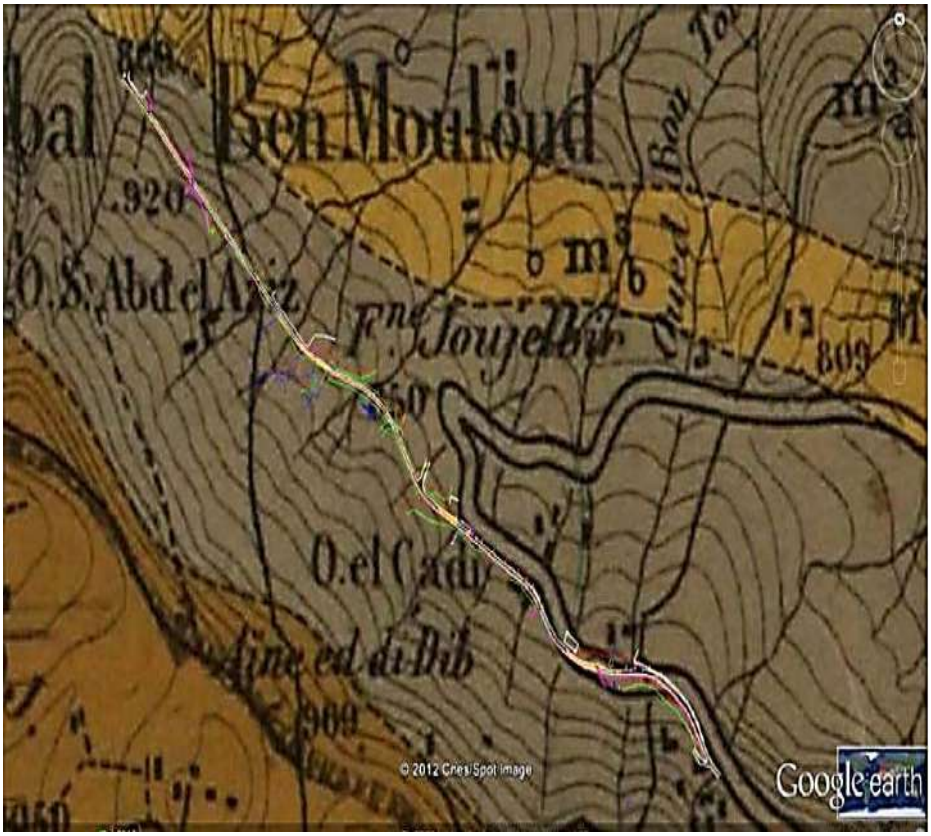


***Figure IV.3**: Extrait de la carte géologique de Médéa, feuille n°86, échelle 1/50000*

Au niveau du glissement, les marnes du miocène affleurent, elles sont représentées par le symbole mc3.



IV.2.2. Morphologie de la région :

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

- ☑ **La zone montagneuse :** elle se compose d'une chaîne de montagnes continue qui limite la partie ouest et nord de la Wilaya. Cette zone s'étend des monts de I'Ouarsenis jusqu'à Tablat.
- ☑ **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.
- ☑ **La zone des plaines :** Elle comprend les plaines de Beni Slimane et de M'Rachda qui se situent au milieu de la zone tellienne. Ces plaines se singularisent par la culture des arbres fruitiers.
- ☑ **La zone du Sud :** Cette zone se caractérise par l'irrégularité de la pluviométrie.

IV.2.3. Sismicité de la région :

D'après le règlement parasismique algérien (RPA 99/version 2003), la wilaya de Médéa est classée zone « II a» c'est-à-dire zone à sismicité moyenne. Le document technique réglementaire divise le territoire algérien en cinq (05) zones de sismicité croissante, soit :

- Zone 0 : Sismicité négligeable ;
- Zone I : Sismicité faible ;
- Zone II a et II b : Sismicité moyenne ;
- Zone III : Sismicité élevée.

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa situation et de son importance vis-à-vis des objectifs fixés par la collectivité. Tout ouvrage qui relève du domaine d'application des règles parasismiques algériennes doit être classé dans l'un des quatre groupes définis ci-après :

- Groupe 1A : Ouvrages d'importance vitale ;
- Groupe 1B : Ouvrages de grande importance ;
- Groupe 2 : Ouvrages courants ou d'importance moyenne ;
- Groupe 3 : Ouvrages de faible importance.

Les coefficients d'accélération à prendre en considération dans les calculs selon le type de l'ouvrage sont donnés dans le tableau IV.1 :

Tableau IV.1: *Coefficients d'accélération (A)*

	ZONE			
Groupe	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

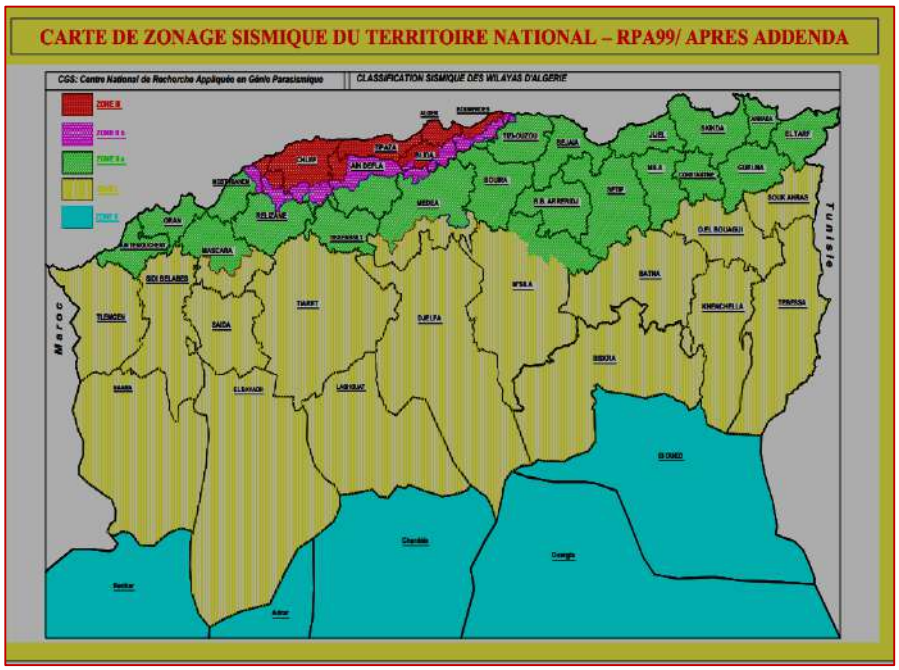


Figure IV.4: *Carte de zonage sismique de l'Algérie .*

IV.2.4. Classification du site ; Les sites sont classés en quatre (4) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Catégorie	Description	q_c (MPa)	N	Pl(MPa)	q_u (MPa)	V_s (m/s)
S_1	Rocheux	–	–	>5	>10	≥800
S_2	Ferme	>15	>50	>2	>0,4	≥400-<800
S_3	Meuble	1.5-15	10-50	1-2	0,1-04	≥200-<400
S_4	Très meuble ou présence de 3m au moins d'argile molle	< 1,5	<10	<1	<0,1	≥100-<200

Tableau IV.2 : *Classification des sites (d'après la RPA 2003).*

IV.2.5. 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 l'Atlas tellien ;
- Son exposition aux vents et aux vagues de courants venant de l' 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, Taguens sa commune d'Oued Hellal et Ain Diss à la commune d'Ain Boucif.

IV.3. Présentation du site :

Le site étudié se situe dans la commune de KOUALA au PK46+300 de la chemin de wilaya CW08, entre Médéa et Béni Atelli. à de la wilaya de Médéa.

Les coordonnées GPS (système UTM fuseaux horaire 31S) sont les suivantes :

- Altitude : 871m ;
- Latitude : 40.16.233 N ;
- Longitude : IV.77.257 E



Figure IV.5: Image google earth montrant le site du glissement

IV.3.1. Contexte géologique local :

Localement la zone d'étude se situe au sud de chaine de l'Atlas tellien de Médéa, les principales formations géologiques dans le secteur sont constituées de dépôts d'argile marneuse de couleur grisâtre peu graveleuse du Crétacés, recouverts en surface par une faible couche meubles de nature limono-graveleuse de couleur marron-brunâtre.

IV.4. Diagnostic du glissement :

Ce glissement n'est pas défini en une géométrie strictement distincte sur le terrain, néanmoins il a marqué des traces, qui nous servent d'indices. Ces traces sont constituées de fissures sur la chaussée, et d'autre sur les terrains adjacents à cette dernière.

IV.4.1. Signes et description du glissement :

Les observations de terrain ont mis en évidence des désordres majeurs affectant la chaussée, le versant, et les systèmes d'assainissement.

Les principaux désordres relevés sont :

- **Dégradations de chaussée :** faïençage, affaissements, rechargements,
- **Versant amont présentant des signes d'instabilité :** résurgence au pied du versant, présence de puits, ruptures, bourrelets,
- **Stagnations d'eaux** le long du fossé longitudinal en terre amont, collecteur transversal obstrué.

IV.4.1.1. Dégradations de chaussée :

La figure 2 4.4 montre le faïençage, et les deux sections de chaussée affaissées après rechargements, les désordres affectent la chaussée sur une longueur de 100m.

Nota : La fonte des neiges enregistrées durant la période de Février à Mars 2012, a engendré des dégâts importants (affaissements, réactivation des glissements) au réseau routier de Médéa, et particulièrement au CW08. Les dégâts occasionnés ont nécessité des travaux d'urgence pour le rétablissement de la circulation.



***Figure IV.6**: Réparations locales, faïençage, rupture au pied du versant.*

- La figure IV.7 montre l'ampleur de l'affaissement, le collecteur transversal situé au dessous de la section affaissée a subi des désordres.



***Figure IV.7 :** Affaissement majeur.*

- La figure IV.8 montre les dépôts à la sortie du collecteur transversal.



Figure IV.8 : *Chaussée affaissée, collecteur transversal obstrué.*

IV.4.1.2. Versant amont instable :

- La figure IV.9 montre le versant amont parcouru de signes d'instabilités : topographie chahutée, ruptures, décrochements. Les instabilités affectent le versant sur près de 200m.



Figure IV.9 *: Versant amont instable.*

- La figure IV.10 montre les ruptures situées en amont du poteau électrique.



Figure IV.10 *: Ruptures à 200m en amont de la route.*

- La figure IV.11 montre la rupture en amont du puits, la nappe est située à 1.00m/TN

La rupture affecte le versant à 150m du CW08.



Figure IV.11 : *Ruptures et sources à 150m en amont du CW08.*

IV.4.1.3. Système D'assainissement :

- La figure IV.12 montre le fossé enterre longitudinale envahi par les matériaux glissés ; suite aux désordres ayant affecté le versant.



Figure IV.12: Fossé en terre déformé.

- La figure IV.13 montre les eaux de nappe qui stagnent le long du

fossé en terre, elles sont mal drainées et collectées à l'entrée du collecteur transversal. Les eaux de nappe sont parmi les causes principales des instabilités du versant.



***Figure IV.13**: Fossé en terre déformé.*

IV.4.2. Causes probables du glissement :

Les observations de terrain ont mis en évidence des désordres importants affectant la chaussée, et le versant amont sur de grandes étendues.

Les désordres majeurs relevés sont :

- **Dégradations de chaussée :** faïençage, affaissements majeurs, déformations. Elles représentent une longueur de l'ordre de 100m.
- **Versant amont instable:** ruptures, résurgences, bourrelets, éboulis. Ces signes d'instabilités affectent le versant sur de grandes étendues.
- **Système d'assainissement :** collecteur transversal déformé et obstrué, fossés longitudinaux en terre mal entretenus, eaux de nappe mal drainées.

Les causes probables ayant engendré ces désordres, sont liés principalement :

- A l'instabilité du versant,
- Aux eaux : eaux de nappe affleurant, eaux de ruissellement,
- Aux conditions climatiques exceptionnelles : chutes de neiges abondantes.

IV.5. LES RECONNAISSANCES GEOTECHNIQUES :

Après détection d'un glissement de terrain l'ingénieur responsable doit faire toutes les investigations nécessaires pour connaître les données relatives au phénomène et aboutir à la solution la mieux adaptée.

La campagne de reconnaissance géotechnique a comporté en la réalisation :

- De trois (03) sondages carottés (notés SC01, SC02 et SC03), avec prises d'échantillons intacts, ils ont été réalisés suivant un profil représentant le glissement.
- Une série de (24) essais de pénétration dynamique poussés jusqu'au refus, ils ont eté réalisés dont le but de déceler le toit du substratum.

Les résultats des essais ont été calés avec les coupes de sondages ; afin d'améliorer le profil géologique.

- Des essais de laboratoire, ils ont été réalisés sur les échantillons représentatifs prélevés des sondages carottés. Les résultats ont permis la caractérisation des différentes couches constituant le terrain.

L'implantation des essais in-situ réalisés est donnée sur la figure IV.14.

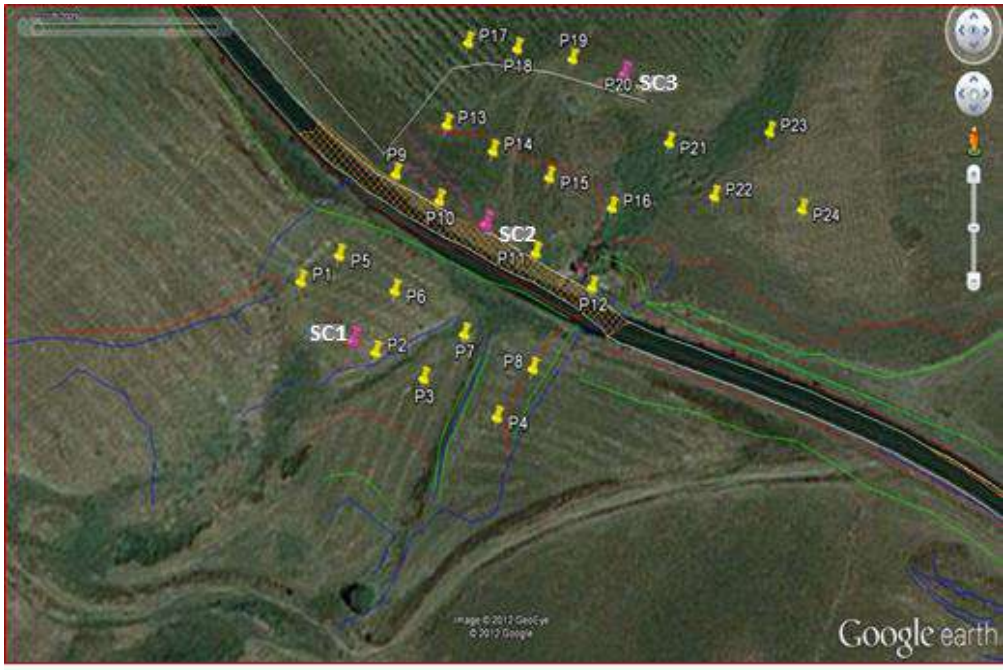


Figure IV.14: *Plan d'implantation des essais in situ*

IV.6. Essai in-situ :

IV.6.1. Sondage carotté :

Le principe du carottage consiste à descendre un carottier par rotation/translation dans le sol ou dans la roche et à remonter en surface des carottes de matériau correspondant au diamètre du carottier descendu. L'objectif principal étant d'identifier ou de caractériser mécaniquement le matériau tel qu'il se trouve en place.

L'analyse des carottes des sondages réalisés a permis l'établissement des logs géologique montrant la Lithologie des terrains traversés en profondeurs ainsi que leurs épaisseurs.



Figure IV.15: *Réalisation du sondage* ***SC2***

IV.6.1.1. Description des coupes de sondages :

Description lithologique du sondage **SC1**:

- 0.0_1.2 : Terre végétale brune,
- 1.2_2.5m : Argile brune peu consistante,
- 2.5_4.0m : Argile marneuse panaché très consistante,
- 4.0_6.0m : Marne gris altérée,
- 6.0_15m : Marne grise bleuâtre dure.

Description lithologique du sondage **SC2 :**

- 0.0_1.0 : corps de chaussée,
- 1.0_3.0m : Argile marneuse brune consistante,
- 3.0_5.7m : Argile marneuse brune très consistante,
- 5.7_7.0m : Marne gris bleuâtre altérée,
- 7.0_20.m : Marne gris bleuâtre dure.

Description lithologique du sondage **SC3 :**

- 0.0_0.5m : terre végétale jaunâtre,
- 0.5_7.0m : Argile limoneuse jaunâtre peu consistante,
- 7.0_10m : Limon argileux peu consistant,
- 10_12.0m : Marne grisâtre altérée,
- 12_20m : Marne grisâtre indurée.



Figure IV.16: *Caisses à carottes du sondage SC2*

IV.6.2. Essais au pénétromètre dynamique :

IV.6.2.1Principe de l'essai :

L'essai de pénétration dynamique est un test qui donne une indication qualitative sur la résistance du sol, il consiste à faire pénétrer dans le sol, par battage un train de tiges muni d'une pointe conique à l'aide d'un marteau tombant en chute libre appelé «mouton », pour une énergie de battage constante, on compte le nombre de coups de mouton N nécessaires pour obtenir un enfoncement de 20 centimètres. La formule des Hollandais donnée ci-dessous permet de convertir le nombre de coups obtenu en résistance dynamique à la pénétration de la pointe.

$$Rd = \frac{M^2 \, H}{Ae\,(M+P)}$$

Avec :

M = masse du mouton

H = hauteur de chute du mouton

e = refus (pénétration moyenne par coup)

A = section de la pointe du pénétromètre dynamique

P = poids des tiges



Figure IV 17: *Pénétromètre dynamique*

IV.6.2.2: Capacité portante :

En pratique, les méthodes de dimensionnement à partir de l'essai DPT sont purement empiriques. La littérature de mécanique des sols présente l'essai comme étant un outil de Reconnaissance qualitative du terrain et il est recommandé lors du dimensionnement par le biais de cet essai de garder la plus grande prudence envers les résultats de calcul.

La contrainte admissible sous une fondation superficielle peut être approchée grossièrement par la formule **Rd/α**. Cependant, cette formule est simpliste puisqu'elle ignore complètement plusieurs facteurs qui modifient notablement la capacité portante, normalement:

- La géométrie de la fondation,
- L'encastrement de la fondation dans le sol,
- L'effet la proximité d'une nappe phréatique,
- La consolidation du sol et évolution de la résistance du sol dans le temps.

IV.6.2.3. Résultats obtenus :

Les diagrammes des essais de pénétration obtenus (voir annexe), ont mis en évidence deux horizons, un horizon I caractérisé par des valeurs de résistances dynamique variant entre **50 bars** à **100 bars,** reposant sur un horizon II (horizon dur). L'épaisseur de l'horizon I varie entre 3m et 7.5m, sur cette épaisseur des variations de la résistance dynamique **20bars≤ΔRdy ≤40bars** ont été enregistrées.

La délimitation des couches constituant l'horizon I s'est faite sur la base du critère de variation de la résistance dynamique ΔRdy, et calée avec les coupes de sondages carottés.

IV.7. Essais de laboratoire ;

Outre l'investigation expérimentale in-situ, nous avons réalisé une campagne d'essais de laboratoire sur les échantillons de sol, remaniés ou intact, extraits lors du sondage carotté réalisé.

Les essais de laboratoire se divisent en deux grandes catégories :

- **Les essais d'identification et classification de sol** ; 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 (ω%)
  - ☑ Poids volumique humide (γh) ;
  - ☑ Degré de saturation (Sr) ;

☑ Analyse granulométrique.

☑ Essai de la Limites D'Atterberg . (WL, Wp, Ip).

- **Les essais de détermination les caractéristiques mécaniques des sols ;**

☑ Essai de Cisaillement rectiligne à la boite de Casagrande, (Cu, ϕ).

☑ Essai de Compressibilité à l'Odomètre (Cc, Cs).

- **Analyses chimiques** :

☑ Teneur en carbonates ($CaCo_3$) ;

IV.7.1. Teneur en eau :

IV.7.1.1. but de l'essai : .

La mesure de contenu d'humidité est principalement employée pour exécuter des calculs de poids-volume dans les sols. Le contenu d'humidité est également une mesure de rétrécir gonfle et de caractéristiques de force des sols cohérents comme démontré dans l'essai de limite de liquidité et de limite de plasticité [34].

IV.7.1.2. Définitions et théorie :

♦ **Teneur en eau pondérable d'un matériau W:** rapport de la masse d'eau évaporée lors de l'étuvage Mw sur la masse des particules solides Ms, exprimé en pourcentage.

w (%) = Mw / Ms

♦ **Teneur en eau naturelle d'un matériau W nat:** teneur en eau déterminée lorsque les conditions de prélèvement sur site, de transport et de conservation n'ont n'entraine aucune modification de celle-ci.

IV.7.1.3. L'équipent et les matériaux :

- **Etuve de dessiccation :** une enceinte thermique ou une étuve de dessiccation à température réglable à 105C0et à 50C0
- **Balance :** une balance doit être précise au centigramme ou à 0,1% de la masse de l'échantillon à analyser.
- **Capsule** : ou boites de pétri.
- **Spatule :** une spatule ayant une lame rigide et inoxydable ; d'une longueur d'environ 75mm et d'une largeur d'environ 20mm
- Des pèse filtres en aluminium (tare) pour la conservation des échantillons avant leur



Figure IV.20 ; *le matérielle utilisé pour déterminer la teneur en eaux*

pesée et la détermination des teneurs en eau.

IV.7.2. Degré de saturation Sr % :

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

$S_r = 100\ V_W / V_V$

IV.7.3. Poids spécifiques :

Poids spécifique du sol humide (ou apparent) « γ » :

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

$\gamma = w / v$

IV.7.3.1. Poids spécifique du sol sec « γd»:

C'est le rapport du poids de matériau sec contenu dans une certaine quantité de sol au volume de ce même sol. $\gamma d = W/Vs$

Le poids spécifique sec définit l'état dans lequel se trouve le matériau :

suivant la valeur de « γd»,

Etat	Masse Volumique ρ_d(Kg/m3)
Peu dense	$\rho_d \leq 1600$
Dense	$1600 < \rho_d \leq 1800$
Très dense	$\rho_d > 1800$

Tableau IV.3: *la densité des sols*

IV.7.3.2. Poids spécifique des grains du sol « γs»:

C'est le rapport de matériau sec contenu dans une certaine quantité de sol au volume des grains du sol. **γs=ws/vs**

Pour les sols courants, « γs»: est compris entre **2,6 et 2,7.**

IV.7.3.3. Résultats obtenus :

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.4*: Caractéristiques physiques ;*

Sondage	Prof(m)	Nature	W_{nat}(%)	γ(KN/m3)	(γ_d(KN/m3)	S_r(%)
SC 01	2,7/3,5	Argile marneuse panachée	15,7	20,7	17,8	82,1
	4,5/4,7	Marne altérée a compacte	11,5	21,3	19,1	75,1
	14/14,3	Marne altérée a compacte	13,55	22,1	18,7	82,3

SC 02	2,6/2,8	Argile marneuse	20	20,4	17	91,7
	4,8/5,1	Argile marneuse	16,5	21,	18,3	93,7
	9/- 9,25	Marne grise bleuâtr	12.5	22.3	19.8	92.5
	18,5/18,8	Marne grise bleuâtre	1IV.5	22.3	19.2	96.6
SC 03	2,7/3,0	Argile limoneuse jaunâtre	20	20.3	16.2	90.4
	5,7/6,0	Argile limoneuse jaunâtre	22	20.5	16.8	97.7
	7,8/8,0	Limon argileux	18	20.3	17.2	85.3
	10/10,3	Marne grisâtre compacte	21	19.9	16.4	87.87
	17,2/17,	Marne grisâtre compacte	17	21	17.9	90.4

IV.7.4. Analyse granulométrique :

L'analyse granulométrique a pour but de déterminer les proportions des grains de différentes tailles dans le sol. Elle s'effectue par **tamisage** pour les grains d'un diamètre supérieur à 80 µm et par **sédimentométrie** pour les grains les plus fins. Les résultats sont exprimés sous forme de courbes appelées "courbes granulométriques" qui donnent le pourcentage cumulé d'éléments de dimension inférieur à chaque diamètre.

Atterberg classait les grains du sol suivant une progression géométrique de raison 1/10, Critère su lequel se base la classification française **LCPC** qu'on va utiliser dans cet essai

Dimensions	Nomination
∅>200mm	ENROCHEMENT
20mm< ∅<200mm	CAILLOUX
2mm< ∅<20mm	GRAVIER
0.2mm<∅ <2mm	SABLE GROS
0.02mm<∅<0.2mm	SABLE FIN
2µ<∅ <20µ	LIMON
0. 2µ< ∅< 2µ	ARGILE
∅< 0.2µ	ULTRARGIL

Tableau IV.5 *classification du sol se base LCPC*

IV.7.4.1. L'analyse granulométrique par tamisage : consiste à déterminer les propriétés de grains de différentes tailles dans le sol dont le diamètre D est supérieur à **80µ**. Elle se fait avec des tamis de mailles carrées.

IV.7.4.1.1 But de l'essai : [35]

Le but de ces essais est déterminer la distribution de grandeurs de grain (c.-à-d. ; taille de grain contre des pour cent en poids) du sol, et de déterminer le pourcentage des fines (c.-à-d. ; matériel passant le passoir **80µm** dans le sol. Cette information est employée Pour classifier le sol selon le système de classification unifié de sol LCPC.

IV.7.4.1.2Définitions et théorie :

-Granularité : distribution dimensionnelle des grains.

-Refus : sur un tamis : matériau qui est retenu sur le tamis.

-Tamisât : (ou passant) : matériau qui passe à travers le tamis.

-Courbe granulométrique : représentation du pourcentage massique des différents tamisât en fonction de la dimension nominale d'ouverture des tamis.

L´essai consiste à fractionner au moyen d´une série de tamis un matériau en plusieurs classes granulaires de tailles décroissantes. Les dimensions de mailles et le nombre des tamis sont choisis en fonction de la nature de l´échantillon et de la précision attendue.

Les masses des différents refus ou celles des différents tamisât sont rapportées à la masse initiale de matériau, les pourcentages ainsi obtenus sont exploités, soit sous leur forme numérique, soit sous une forme graphique (courbe granulométrique)





Figure IV.20 *; le matérielle utilisé pour analyse granulométrique*

IV.7.4.2. Analyse granulométrique par sédimentation :

IV.7.4.2.1But de l'essai :

L'analyse granulométrique par tamisage est applicable pour les sols pulvérulents. Lorsque les dimensions des particules des sols sont inférieures à **80µm** on procède à L'analyse granulométrique par sédimentation.

Le but de l'essai analyse granulométrique par sédimentation est Déterminer la distribution pondérale de la taille des particules fines d'un sol. [36]

IV.7.IV.2.2Définitions et théorie :

Les particules inférieures à **80 µm** séparées du reste du sol par tamisage sont mises en suspension dans de l'eau additionnée d'une défloculation.

Les particules sédimentent à différentes vitesses en relation avec leur taille. Au moyen d'un densimètre est mesurée l'évolution dans le temps de la masse volumique de la solution et la profondeur d'immersion de l'appareil. La distribution pondérale de la taille des particules est calculée à partir de ces données.



Figure IV4.21 ; *équipement de l'analyse granulométrique par*

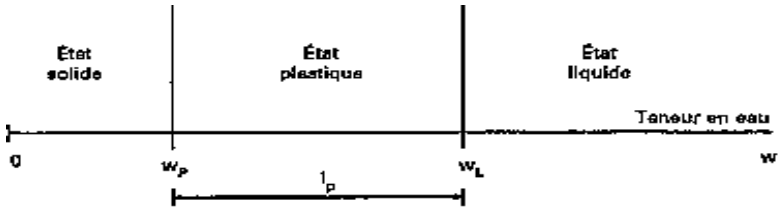
IV.7.5. Limites d'Atterberg :

IV.7.5.1. But de l'essai : [37]

Les essais de limite de liquidité et de limite de plasticité fournissent des informations concernant l'effet de la teneur en eau (w) sur les propriétés mécaniques du sol. Spécifiquement, les effets de la teneur en eau sur le changement de volume et l'uniformité de sol sont adressés. Les résultats de cet essai sont employés pour classifier les sols.

IV.7.5.2 Définitions et théorie :

- **Limite de liquidité (WL) :** teneur en eau d'un sol remanié au point de transition entre les états liquide et plastique. Cette limite est atteinte lorsque le sol se referme une longueur de 12 à13 mm après être tombé 25 fois, dans une coupelle prévue à cet effet, à une fréquence de deux chutes par secondes et d'une hauteur de 1cm.
- **Limite de plasticité (Wp) :** teneur en eau d'un sol remanié au point de transition entre les états plastique et solide. Cette limite et atteinte lorsqu' un rouleau de sol de 3mm de diamètre commence à se fendiller à la manipulation.
- **Indice de plasticité (Ip) :** fourchette des teneurs en eau à l'intérieure de laquelle le sol demeure plastique ou malléable, soit : $I_P = W_L - W_P$
- **Indice de liquidité (I_L)** : Indice qui permet de situer le sol à sa teneur en eau naturelle par rapport à son comportement sous contrainte, soit semi-solide, plastique ou liquide.



L'indice de liquidité se définit comme suit : $I_L = (W - W_P) / Ip$

Indice de consistance (IC) : quotient de la différence entre la limite de liquidité et la teneur en eau naturelle par l'indice de plasticité : $I_C = (W_L - W) / I_P$



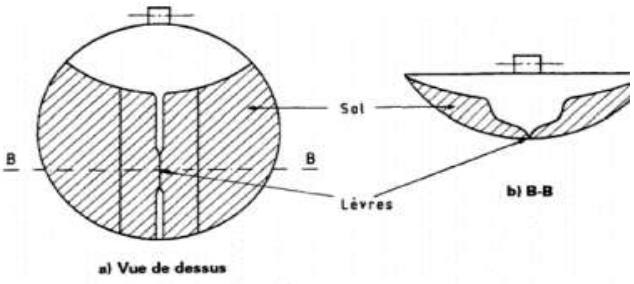


Figure IV.23. : *Appareille de CASAGRANDE.*

Tableau IV.6: Qualificatif de la fraction du sol constitué d'éléments inférieurs à 400 µm en Fonction de l'indice de plasticité

Indice de plasticité(%)	Qualificatif
IP ≤ 12 12 < IP ≤ 25 25 < IP ≤ 40 IP > 40	Non plastique Peu plastique Plastique très plastique

Tableau IV.7: ordre de grandeur :

Indice de plasticité(%)	Classification
IP > 30	Argile
20 < IP ≤ 30	Argile limoneuse
10 < IP ≤ 20	Limon
5< IP ≤ 20	Sable argileux
5 < IP ≤ 15	Sable limoneux

Tableau IV.8: Qualificatif du sol en fonction de l'indice de consistance :

IC(%) :	Consistance d'argile :
< 0	Etat liquide
0 – 25	Très molle
25 – 50	Molle
50 – 75	Mi-consistante
75 – 100	Consistante

Tableau IV.9: état de consistance de sol en fonction de « IL » :

Indice liquidité (%)	Consistance du sol
$I_L \leq 0$ $0 < I_L \leq 1$ $I_L > 1$	Très dure Dure a très plastique Fluide.

Tableau IV.10: relation entre le gonflement et la limite de liquidité (DAKSHANMTY et RAMAN 1973)

Limite de liquidité WL	Classification
0-20	Non gonflant.
20-35	Gonflant faible
35-50	Gonflant moyen
50-70	Gonflement élevé
70-90	Gonflement très élevé
>90	Gonflement critique

IV.7.5.3. Résultats obtenus :

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.11: Résultats de la classification des sols du site

Sondage	Prof(m)	WL (%)	IP (%)	Ic (%)	% 2mm	% 80µm	Classe
SC 01	2,7/3,5	51.1	28.5	1.26	100	74	Argile marneuse panachée
	4,5/4,7	49.5	29.5	1.3	100	75	Marne altérée a compacte
	14/14,3	-	-	-	-	-	Marne altérée a compacte
SC 02	2,6/2,8	58.32	36	1.06	-	-	Argile marneuse
	4,8/5,1	-	-	-	100	77	Argile marneuse
	9/- 9,25	49	27	1.35	-	-	Marne grise bleuâtre
	18,5/18,8	-	-	-	-	-	Marne grise bleuâtre
SC 03	2,7/3,0	-	-	-	-	-	Argile limoneuse jaunâtre
	5,7/6,0	49.9	25.5	1.05	100	75	Argile limoneuse jaunâtre
	7,8/8,0	42.6	23.5	1.02	100	74	Limon argileux
	10/10,3	48.55	2IV.5	1.1	100	70	Marne grisâtre compacte
	17,2/17,	-	-	-	-	-	Marne grisâtre compacte

D'après les essais d'identification des sols, Les matériaux testés appartiennent aux sols fins dits, ils sont caractérisés par des valeurs de limite de liquidité variant **42,6%<WL<58,3%** et des valeurs de l'indice de plasticité comprises **23,5%<IP<36%;** selon la classification de A. Casagrande, ils sont moyennement plastiques à très plastiques. Les matériaux analysés sont denses à très denses, ils présentent des teneurs en eau variant entre **11,5% et 22%,** correspondant à des degrés de saturation de82% (respectivement 97,5%); c'est-à-dire ils sont humides à saturés.

IV.7.6 Essais de cisaillement direct :

IV.7.6.1. Objet de l'essai :

L'essai a pour objet de mesurer en laboratoire des caractéristiques de plasticité (rupture) d'un échantillon de sol fin soumis à un cisaillement direct selon un plan imposé, à une vitesse suffisamment lente pour que la pression interstitielle u reste nulle tout au long de l'essai. En sont déduites les valeurs de l'angle de frottement effectif **φ'** et la cohésion effective **C'**, paramètres utilisés pour le dimensionnement de fondations, les calculs de vérification des coefficients de sécurité **Fs** à la rupture de talus et pour la détermination des actions de poussée et de butée sur les ouvrages de soutènement (42)



***Fuguer IV.23**: appareil de cisaillement*

IV.7.6.2 Types d'essais :

Les essais de cisaillement à l'appareil triaxial comportent deux étapes :

- Une première étape de consolidation, au cours de laquelle on amène l'éprouvette dans l'état à partir duquel on veut exécuter le cisaillement,
- Une seconde étape, de cisaillement proprement dit, au cours de laquelle on augmente le déviateur des contraintes jusqu'à ce que la rupture de l' éprouvette se produise.

Différentes modalités d'essais peuvent être définies, selon que les phases successives

IV.7.6.3. Résultats obtenus :

Les résultats obtenus sont dans le tableau suivant :

Tableau IV.12: Résultats de la résistance au cisaillement des sols du site.

Sondage	Prof(m)	Cohésion CUU bar	Angle de frottement (°) Quu
SC 01	2,7 - 3,5	0.4	15
	4,5 - 4,7	0.57	16
	14 - 14,3	-	-
SC 02	2,6 - 2,8	0.44	14
	4,8 - 5,1	-	-
	9.0- 9,25	0.57	17
SC 03	2,7- 3,0	-	-
	5,7- 6,0	0.5	6
	7,8 - 8,0	0.42	13

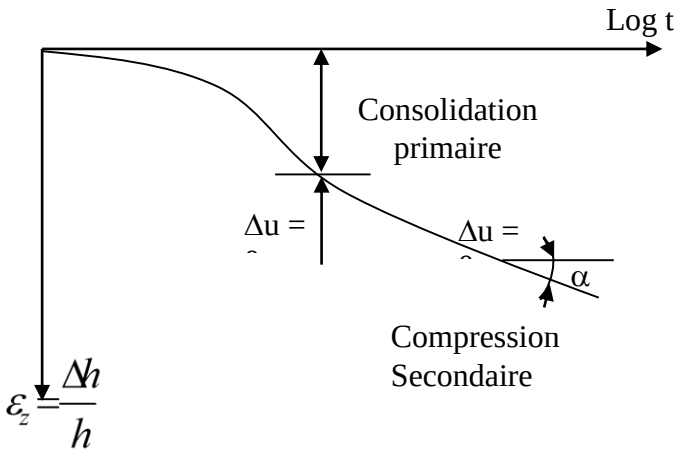
Ces résultats montrent que Les matériaux provenant des couches 1 (Argile limoneuse brune) et 2 (Argile marneuse altérée) présentent des caractéristiques mécaniques faibles à moyennes, en l'occurrence la cohésion et l'angle de frottement **(0,4bar<C<0,5bar, 6°<φ<15°).** Toutefois, les fortes valeurs ont été obtenues sur échantillons provenant du substratum **(C=0,57bar, φ=17°).**

IV.7.7. Essai de Compressibilité à l'Odomètre :

L'essai consiste à appliquer sur l'échantillon une contrainte vertical uniforme : $\sigma = \frac{Q}{s}$ (S section de l'échantillon) et à mesurer le tassement correspondant au cours du temps. Il y a consolidation de l'échantillon, ce que l'on peut résumer par le tableau suivant :

Temps	Pression interstitielle	Contrainte effective	Contrainte totale	Tassement
t = 0	U = σ	σ' = 0	σ	0
Fin de l'essai	u = 0	σ' = σ	σ	Δh

La courbe des déformations verticales en fonction du logarithme du temps a l'allure indiquée ci-après :



***Fuguer IV.25** : La courbe œdométrique*



***Fuguer IV.24** : appareil de l'Odomètre*

Elle permet de distinguer deux phases dans les déformations :

- Une première phase appelée **consolidation** primaire qui correspond au phénomène de dissipation de la surpression interstitielle.
- Puis une deuxième phase appelée **compression** secondaire, dans laquelle le squelette solide du sol continue à tasser bien que la pression interstitielle soit nulle. (Δ=0).

Elle permet définir les caractéeistiques suivantes :

- pression de consolidation σc
- module oedométrique E'
- coefficient de compression Cc.
- coefficient de gonflement Cg.
- coefficient de consolidationCv.

IV.7.7.1. Résultats obtenus :

D'après les essais œdométriques (voir l'annexe) montrent que les matériaux sont sur consolidés, cependant les matériaux provenant des couches 1 et 2 sont peu compressibles **(20,5%<Cc<22,6%)**

Tableau IV.13 : La classification des sols fins utilise les critères de l'œdomètre liés aux essais de consolidation en fonction de Cc : indice de compression.

indice de compression (%)	Qualificatif
C_C < 2%	sol incompressible.
2%< C_C <5%	sol très peu compressible.
5%< C_C <10%	sol peu compressible.
10%< C_C < 20%	sol moyennement compressible.
20%< C_C < 30%	sol assez fortement compressible.
30% < C_C < 50%	sol très compressible.
C_C > 50%	sol extrêmement compressible.

IV.7.8. Essais d'analyse chimique :

Dans le but de se prononcer sur l'agressivité ou non du sol, une analyse chimique a été réalisée

IV.7.8.1 Résultats obtenue ; Les résultats sont donnés au tableau IV.13 suivant :

Tableau IV.14: Résultats de la Caractéristiques chimiques du sol du site

Sondage	Profondeur (m)	CaCo3 (%)
SC 01	2,7/3,5	26.5
	4,5/4,7	58.5
	14/14,3	-
SC 02	2,6/2,8	-
	4,8/5,1	25.5
	9/- 9,25	49.5
SC 03	2,7/3,0	-
	5,7/6,0	12
	7,8/8,0	5

IV.7.8.2 TENEUR EN CARBONATES DE CALCIUM :

Teneur en carbonates	Qualificatif
$0 \leq C_{ca} < 10$	non marneux
$10 \leq C_{ca} < 30$	Faiblement marneux
$30 \leq C_{ca} < 70$	Marneux
$70 \leq C_{ca} < 90$	calcaro-marneux
$90 \leq C_{ca} \leq 100$	Calcareux, crayeux *)
*) La distinction entre calcareux et crayeux se fait à partir de l'origine géologique.	

IV.7.8.3. Résultats obtenus :

D'après la composition chimique de cet échantillon, donnée par le tableau ci-dessus, Les taux de carbonates varient entre **12%et 58,5%,** ces valeurs caractérisent deux classes de sols : argiles marneuses et marnes **(CaCO3≥30%).**

IV.8. Classification des sols :

La classification d'un sol consiste à regrouper les sols qui ont une nature, un état, un comportement similaires par rapport à une application géotechnique particulière : géotechnique routière fondations, génie parasismique……

IV.8.1. But de la classification :

Pour résoudre les problèmes de mécanique des sols, il est important de caractériser un sol mais aussi de les classer, c'est-à-dire de les mettre dans un groupe ayant des comportementssimilaires. Il va de soi qu'une telle classification ne peut être basée que sur des corrélations
empiriques, elles même basées sue une grande expérience.

IV.8.2. La classification LPC des sols :

Cette classification est celle utilisée dans le pays Afrique Francophone. Elle a été mise au point en France en 1965 par le laboratoire centrale des Ponts et chaussées. Cette classification est
une adaptation de la classification U.S.C.S (The unified Soil Classification System) mis au point par le « bureau of réclamation » et le « Corps of Engineers » aux Etats Unis.
La classification LPC des sols utilise les résultats de l'analyse granulométrique, de

l'Equivalent de sable et des limites d'Atterberg.

Suivant la classification LPC, On distingue trois grands types de sols :

- Les sols grenus dont 50% d'éléments en poids sont supérieurs à 80m.
- Les sols fins dont 50% d'éléments en poids sont inférieurs à 80m.
- Les sols organiques dont la teneur en matière organique est élevée.

IV.8.3 Classification des sols grenus ;

CLASSIFICATION DES SOLS GRENUS (plus de 50% des éléments > 0,08 mm)					
Définitions			Symbole	Critères	Appellation
GRAVES	Plus de 50% des éléments > 0,08 mm ont un diamètre > 2 mm	Moins de 5% d'éléments < 0,08 mm	Gb (GW)	$C_u > 4$ et $1 < C_z < 3$	Grave propre bien graduée
			Gm (GP)	Une des conditions Gb non satisfaites	Grave propre mal graduée
		Plus de 12% d'éléments < 0,08 mm	GL (GM)	Limites d'Atterberg au dessous de la ligne A (ligne A : cf. fig I.9)	Grave limoneuse
			GA (GC)	Limites d'Atterberg au dessus de A	Grave argileuse
SABLES	Plus de 50% des éléments > 0,08 mm ont un diamètre < 2 mm	Moins de 5% d'éléments < 0,08 mm	Sb (SW)	$C_u > 6$ et $1 < C_z < 3$	Sable propre bien graduée
			Sm (SP)	Une des conditions Sb non satisfaites	Sable propre mal graduée
		Plus de 12% d'éléments < 0,08 mm	SL (SM)	Limites d'Atterberg au dessous de la ligne A (ligne A : cf. fig I.9)	Sable limoneux
			SA (SC)	Limites d'Atterberg au dessus de la ligne A (ligne A : cf. fig I.9)	Sable argileux
Lorsque : 5% < % d'éléments inférieurs à 0,08 mm < 12% => on utilise un double symbole					

La notation entre parenthèses est celle de la classification USCS, par exemple GW = Well graded gravels.

IV.8.4 Classification des sols fins ; elle est basée sur les limites d'Atterberg.

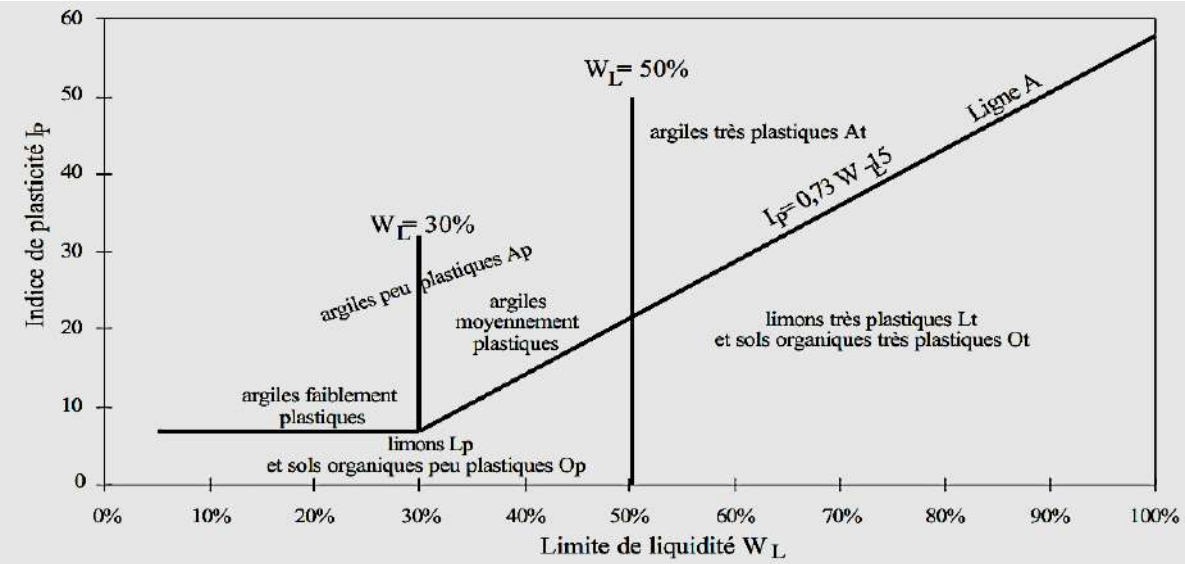


Tableau IV.15 ; quelque valeurs indicatives (d'après Boeck cité par Filliat)

Matériau	Limite de liquidité wL en %	Limite de plasticité wP en %	Indice de plasticité IP en %
Sable	10 à 25		
Limon	20 à 35	10 à 30	5 à 15
Argile	40 à 150	15 à 50	20 à 100
Colloïdes	150	50	100
Marnes vertes du Sannoisien			
- à Marne la vallée	79	36	43
- à Arcueil	69	32	37
Marne de Pantin			
- à Marne la vallée	55	27	28
- à Antony	81	41	36
Marne d'Argenteuil			
- à Arcueil	76	31	45
- à Marne la vallée	76,5	35,5	41
Marne de Saint Ouen			
- à Bobigny	57,5	41,5	16
Argile Plastique	78	36	42

IV.9. CONCLUSION :

Un diagnostic préliminaire a été établit sur la base de la visite du site, des informations disponibles et des premières informations tirées de la reconnaissance montrent que le glissement est probablement causé par la présence d'eau combinée avec les caractéristiques des formations de sol.

La reconnaissance géotechnique à engager sur site permettra d'enrichir et d'approfondir notre connaissance du site dans l'objectif de confirmer avec précision les causes réelles de ce glissement et d'entreprendre l'étude des solutions convenables.

CHAPITRE N° : V

VERIFICATION DE LA STABILITE DU TALUS :

CHAPITRE V : VERIFICATION DE LA STABILITE DU TALUS :

V.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous allons effectuer une analyse quantitative de notre cas de glissement, préalablement exposé, en appliquant le code de calcul « TALREN4 V2.0.3 ». A cet effet, nous viserons, à travers l'analyse de la stabilité, à déterminer un coefficient de sécurité au glissement ensuite de comprendre la cinématique du problème.

V.2. Présentation du logiciel « TALREN4 »

'TALREN4' est un outil d'analyse de stabilité des ouvrages géotechniques avec ou sans renforcement. Il permet de vérifier la stabilité des talus naturels, remblai, barrages et digues, avec prise en compte de différents types de renforcement : tirants précontraints, clous, pieux et micropieux, géotextiles, géogrilles, terre armée et bandes de renforcement, La Figure V.1 montre

L'interface du logiciel.

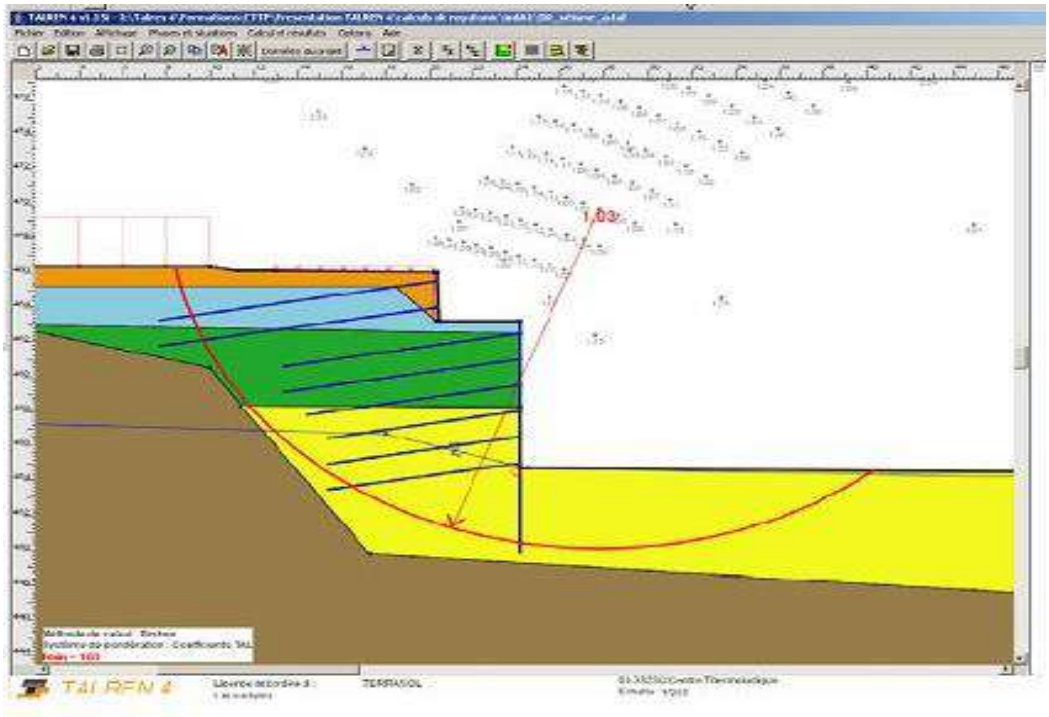


Figure V.1: *Interface du TALREN4*

V.2.1. Les avantage de TALREN4 :

L'outil de calcul « TALREN4 » présente plusieurs avantages :

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

V.2.2. Les nouvelles fonctionnalités de calcul :

Des nouvelles fonctionnalités ont été rajoutées à TALREN4 pour faciliter l'utilisation et pour améliorer les résultats de calcul (en comparant avec TALREN97) ; parmi ces améliorations on note qu'aucune limite sur le nombre d'élément saisis (point, couche, renforcement, etc.)

V.2.3. Le calcul en TALREN4 :

TALREN4 s'appuie sur des méthodes analytiques éprouvées :

- ☑ Calcul d'équilibre limite selon les méthodes de Fellenius, Bishop ou perturbations.
- ☑ Prise en compte des sollicitations hydriques.
- ☑ Prise en compte des sollicitations sismiques selon la méthode pseudo-statique.
- ☑ Chaque inclusion (renforcement) peut travailler en : traction, compression, cisaillement et flexion.
- ☑ Combinaison de différents critères de rupture pour les inclusions et le sol afin d'évaluer l'effort maximal qui peut être mobilisé dans le renforcement (principe du travail maximal).

V.2.4. Les Principales Caractéristiques De Talren 4 :

V.2.4.1 L'interface graphique interactive :

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

- ☑ la plupart des manipulations, en particulier le dessin de la coupe, peuvent être effectuées à l'aide de la souris. Il est également possible de visualiser et de modifier les propriétés des différents éléments (données et résultats) à l'aide du bouton droit de la souris.
- ☑ le logiciel TALREN 4 propose une visualisation graphique chaque fois que c'est possible : les courbes d'anisotropie, ou les contraintes le long de la surface de rupture sont 2 exemples d'affichage graphique proposés.
- ☑ Les données non nécessaires ne sont pas affichées : par exemple, si aucun clou n'est défini, la saisie de qs clous n'est pas nécessaire : cette donnée est donc "cachée" dans ce cas.
- ☑ Chaque donnée n'est saisie qu'une et une seule fois, pour garantir une grande fiabilité et limiter les manipulations nécessaires en cas de modification des données.
- ☑ De nombreux assistants (jeux de pondérations/sécurité partiels) et bases de données (Sol, renforcements) sont disponibles.

V.2.5. Les différentes options pour la manipulation de l'interface :

V.2.5.1. Le menu, les barres de boutons et le navigateur :

Le menu, dont l'arborescence complète est illustrée sur la Figure V.2, comporte les rubriques principales suivantes :

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

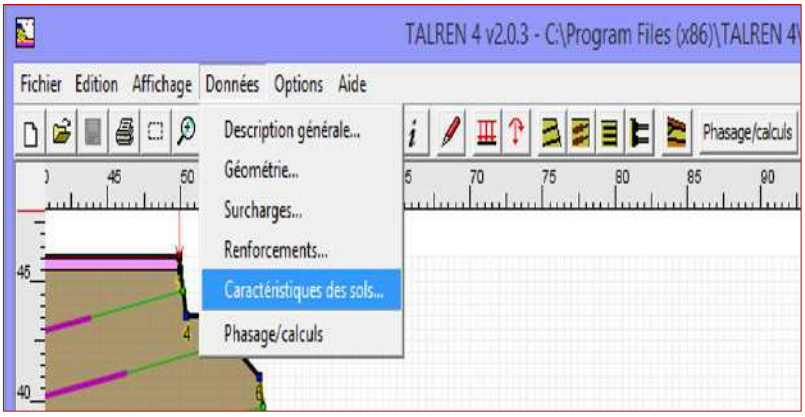


Figure V.2 : *exemple du menu Données.*

V.2.5.2. La Barre De Boutons Principale :

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

- Nouveau fichier ;
- Ouvrir un fichier ;
- Enregistrer un fichier ;
- Imprimer ;
- Zoom sur une fenêtre définie par l'utilisateur ;
- Zoom avant ;
- Zoom arrière ;
- Copier dans le presse-papier l'élément sélectionné ;
- Capture d'écran ;
- Commentaires généraux.

Les boutons comportent chacun une légende, qui s'affiche lorsque la souris passe dessus.



Figure V.3 *: la barre de boutons principale.*

V.2.5.3. Barre de boutons contextuelle "Données du projet":

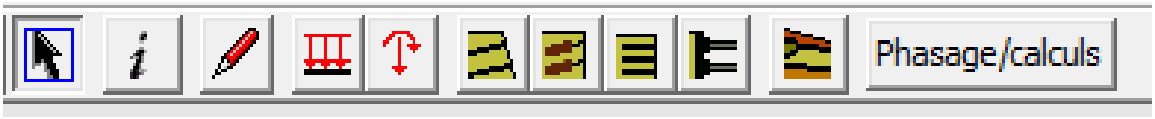


Figure V.4 *: la barre de boutons contextuelle "Données du projet".*

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

- ☑ Outil "Sélection" ;
- ☑ Description générale 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".

V.2.5.4. Barre de boutons contextuelle "Phasage/Calculs"

Figure V.5 : *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 sélectionnée ;
- ☑ 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 surface (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).

V.2.5.5. Tableau récapitulatif des caractéristiques de sol :

Cette option ouvre une fenêtre dans laquelle est affiché un tableau récapitulatif de tous les jeux de caractéristiques définis. Toutes les caractéristiques figurent dans le tableau, excepté les caractéristiques "complexes" du type anisotropie de cohésion et d'angle de frottement, pour lesquelles il est simplement indiqué qu'elles sont définies par plusieurs valeurs.

Tableau récapitulatif des caractéristiques de sol

Exporter...

Nom	γ(kN/m3)	φ(°)	c(kPa)	Δc(kPa/m)	qs clous(kPa)	qs tirants(kPa)	α	pl(kPa)	KsB(kPa)
Couche 1	20	30.0	23.0	0.0	80			1000	15000
Couche 2	21	30.0	45.0	0.0	120			2000	22200
Couche 3	21	30.0	150.0	0.0	160			4000	186000
Couche 4	20	17.0	25.0	0.0	0			1000	15000
Couche 5	20	30.0	0.0	0.0	0			750	19250
Couche 6	18	25.0	0.0	0.0	0			0	0.1
Couche 7	20	45.0	0.0	0.0	0			750	19250

OK Aide

***Figure V.6** : exemple de tableau récapitulatif des couches de sol.*

V.2.5.6. Tableau récapitulatif des renforcements :

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

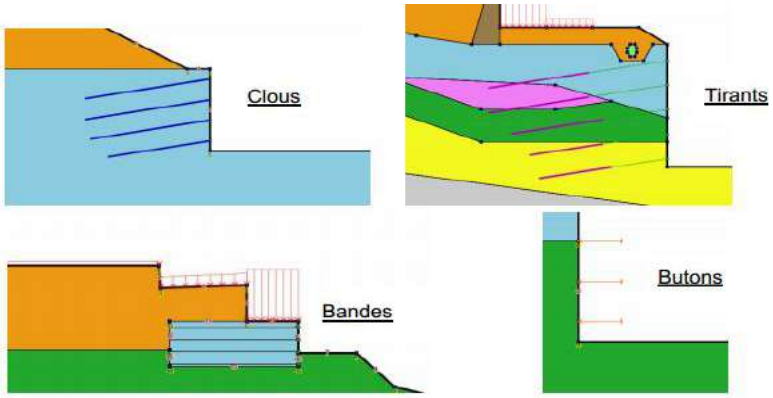
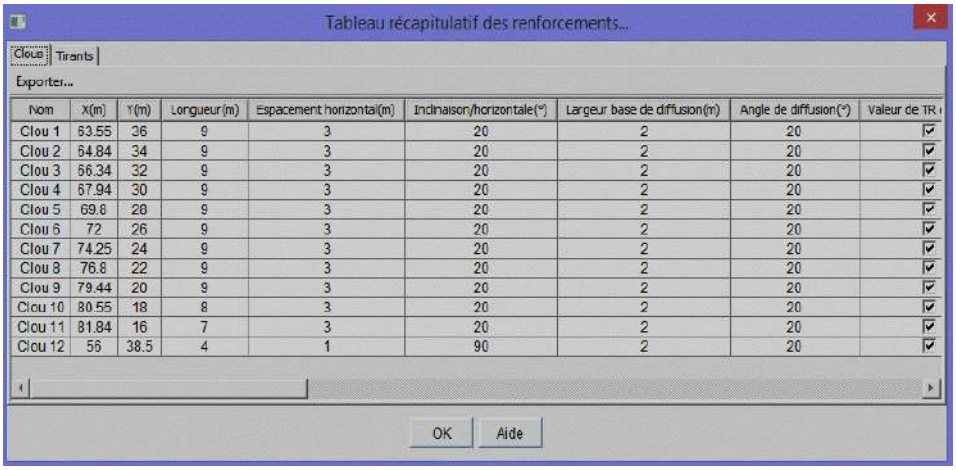


***Figure V.7:** exemples de représentation graphique de renforcements*

Figure V.8 : *exemple de tableau récapitulatif des renforcements.*

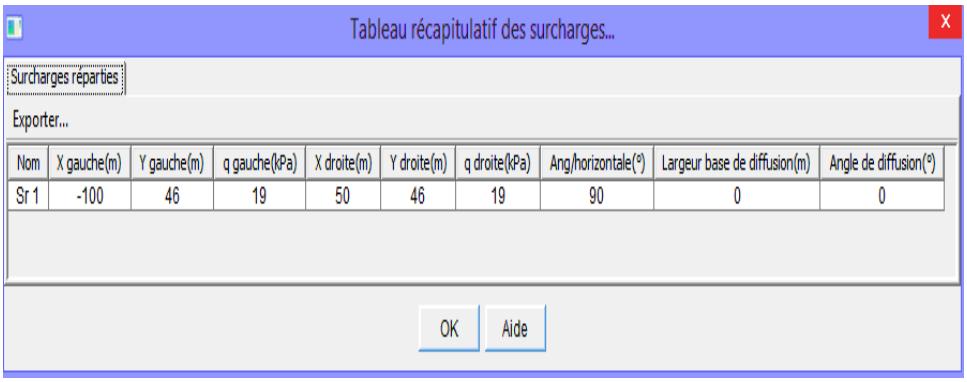


Nom	X(m)	Y(m)	Longueur(m)	Espacement horizontal(m)	Inclinaison/horizontale(°)	Largeur base de diffusion(m)	Angle de diffusion(°)	Valeur de TR
Clou 1	63.55	36	9	3	20	2	20	☑
Clou 2	64.84	34	9	3	20	2	20	☑
Clou 3	66.34	32	9	3	20	2	20	☑
Clou 4	67.94	30	9	3	20	2	20	☑
Clou 5	69.6	28	9	3	20	2	20	☑
Clou 6	72	26	9	3	20	2	20	☑
Clou 7	74.25	24	9	3	20	2	20	☑
Clou 8	76.8	22	9	3	20	2	20	☑
Clou 9	79.44	20	9	3	20	2	20	☑
Clou 10	80.55	18	8	3	20	2	20	☑
Clou 11	81.84	16	7	3	20	2	20	☑
Clou 12	56	38.5	4	1	90	2	20	☑

Une case à cocher dans la fenêtre permet à l'utilisateur de choisir s'il souhaite afficher tous les renforcements définis, ou seulement ceux qui sont actifs dans la phase courante. En mode "Données", l'utilisateur n'a pas le choix : tous les renforcements définis sont affichés.

V.2.5.7. Tableau récapitulatif des surcharges

Cette option ouvre une fenêtre dans laquelle sont affichés 2 tableaux récapitulatifs de toutes les surcharges définies, accessible par des onglets (un tableau par type de surcharge : surfaciques, et torseurs). Seuls les types de surcharges pour lesquels des éléments ont été définis dans le projet sont présentés. Si aucune surcharge n'est définie dans le projet, l'option "Tableau récapitulatif des surcharges" est grisée dans le menu "Affichage".



Nom	X gauche(m)	Y gauche(m)	q gauche(kPa)	X droite(m)	Y droite(m)	q droite(kPa)	Ang/horizontale(°)	Largeur base de diffusion(m)	Angle de diffusion(°)
Sr 1	-100	46	19	50	46	19	90	0	0

Figure V.9: *exemple de tableau récapitulatif des surcharges*

V.2.6. Gestion du phasage :

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

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

Il n'est donc plus nécessaire de créer plusieurs fichiers pour étudier les phases successives d'un même projet.

D'autre part, il est possible de définir plusieurs situations de calcul pour une même phase. Les situations peuvent se distinguer les unes des autres principalement par :

- Une méthode de calcul différente,
- Un jeu de coefficients de sécurité/pondération partiels différent,
- Des conditions sismiques différentes,
- Une définition des surfaces de rupture différente.

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

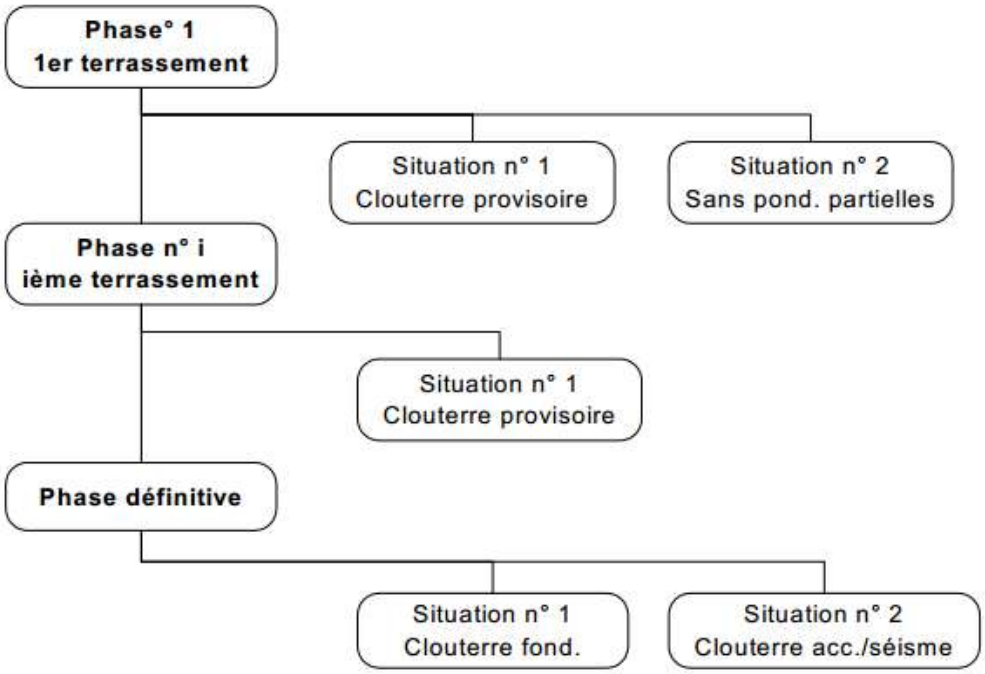


Figure V.10 : *gestion des phases et situations.*

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

Il faudra donc lancer autant de calculs pour un fichier projet que de situations définies pour toutes les phases du fichier projet.

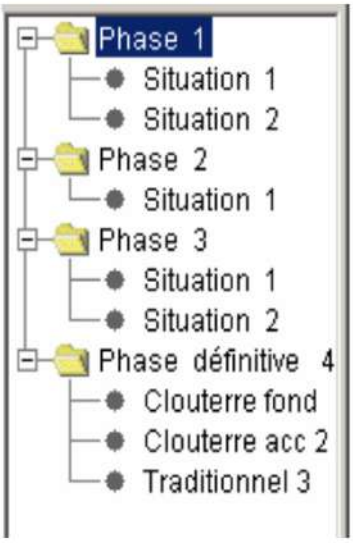
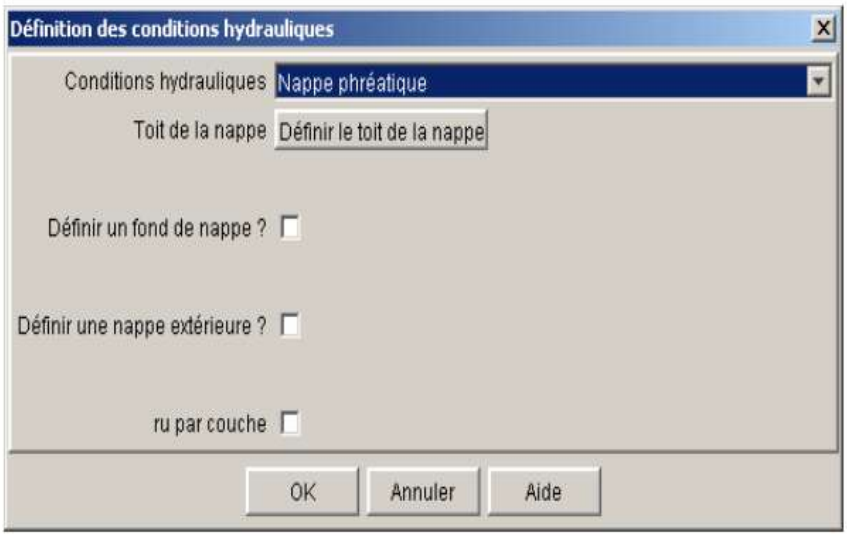


Figure V.11 : *navigateur des phases et situations.*

V.2.7. Les conditions hydrauliques :

On accède à la définition des conditions hydrauliques par le menu "Phases et situations" puis l'option "Conditions hydrauliques pour la phase sélectionnée", soit par la



même option dans le menu contextuel (clic droit sur le libellé d'une phase),

Figure V.12 : *définition d'une nappe phréatique.*

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

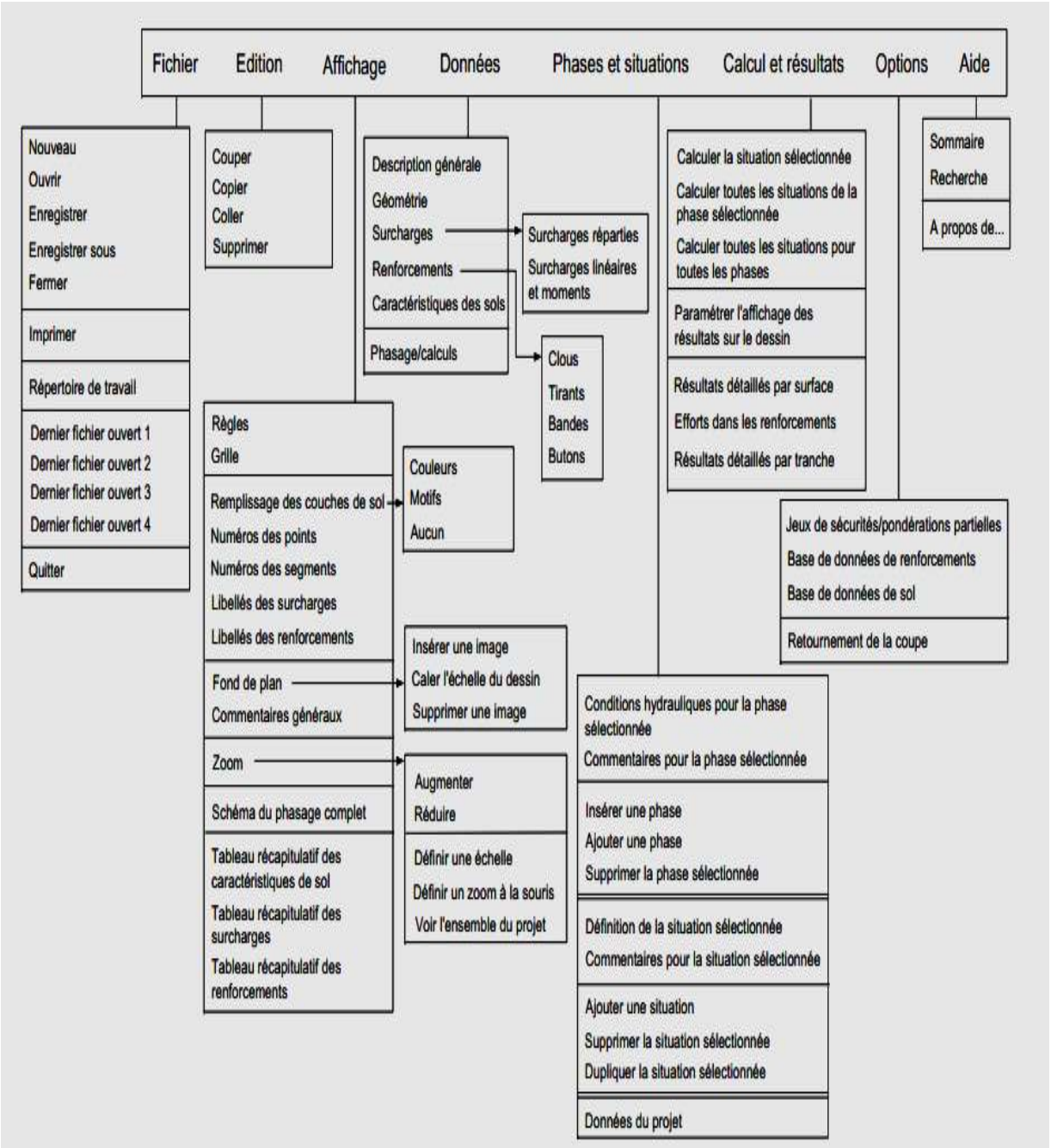


Figure V.13 : *Organigramme montrent les différentes options de la barre d'outil TALREN4.*

V.3. Analyse de la stabilité de talus :

V.3.1. Définition des données ;

- Les coupes choisies pour l'analyse du modèle sont représenté sur la figure V.14
- Les coordonnées des points surfaciques de la coupe (hauteur et la distance entre les points) ont été déterminées suite à la superposition du levé topographique.
- Les profondeurs des couches de sol sont définies en se basant sur les résultats des sondages carottés et les pénétrogrammes.
- Parmi les trois coupes choisis nous allons considérer celle qui passe par la plus grande pente, où on trouve le maximum d'informations géologiques et géotechniques.

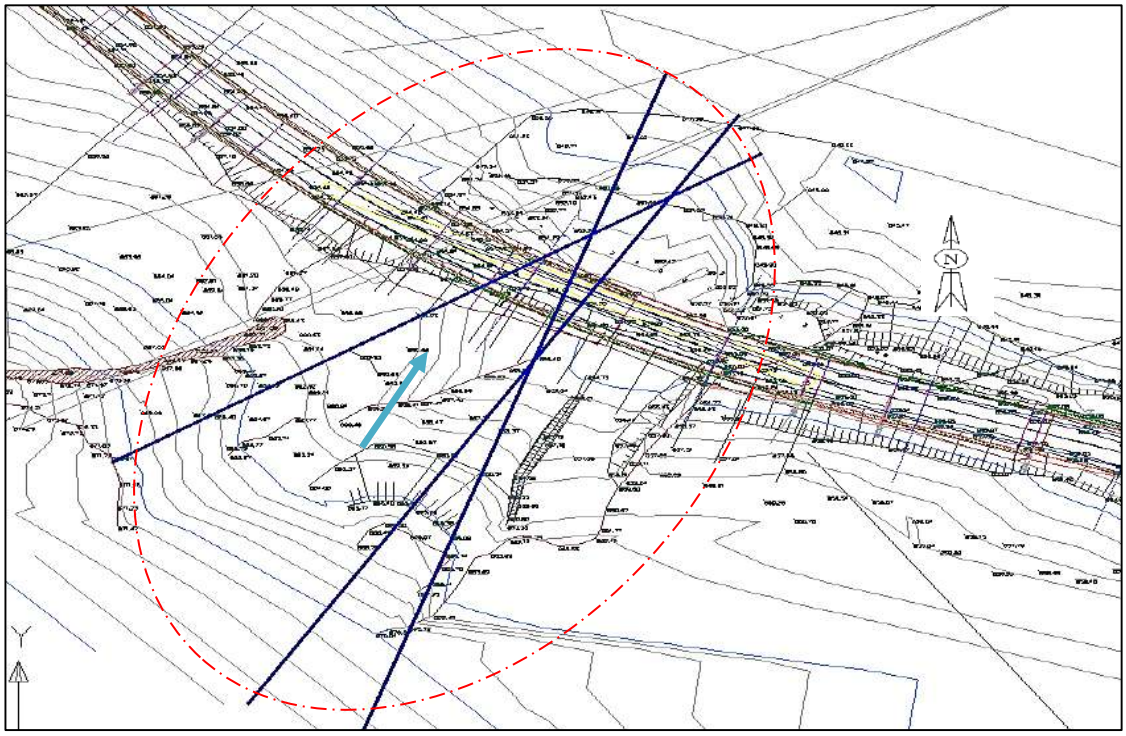


***Figure V.14**: Levé topo présentant les coupes choisies pour l'analyse du modèle*

LEGENDES ;

COUPES CHOISIES
SENS DE GLAISSSEMENT
Zone de GLAISSSEMENT

V.3.2. Calcul et vérification (cas d'étude) :

La vérification de la stabilité au glissement circulaire a été réalisé par des calculs de stabilité à l'aide du logiciel de calcul « TALREN4 version 2.0.3 » en utilisant la méthode des tranches de Bishop et Fellenius. Les analyses de stabilité ont été réalisées en considérant le profil passant par l'axe du glissement probable, ainsi que la nature et les propriétés mécaniques et physiques des sols en places. La surface de glissement la plus critique a été obtenue en déterminant la surface dotée du coefficient de sécurité minimal parmi une série de surfaces de glissement probables.

V.3.3. Hypothèses de calcul :

Parmi les profils extraits le long de la zone du glissement, on a choisi le profil le plus critique pour vérifier sa stabilité. La coupe lithologique du profil traité avec le logiciel de calcul est effectuée sur la base des sondages carottés et les essais pénétromètriques (PDL) exécutés pendant l'étude géotechnique.

Plusieurs facteurs ont été pris en compte pour l'évaluation du risque de glissement comme les caractéristiques géotechniques, la variation du niveau de la nappe, la chaussée, la surcharge du trafic routier, le séisme et en fin le renforcement du talus.

V.3.3.1. Actions du séisme :

D'après le document RPA93 modifié en 2003, la zone étudier est classée comme zone IIa, et l'ouvrage peut être classé comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe 2).

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

Zone II a
Groupe 2
} A = 0.25g

La modélisation de l'effort sismique ce fait par insertion du coefficient d'accélération sismique A qui est pris égale à 0.25g.

Plus exacte il faut introduire le coefficient sismique horizontal est pris égale à Kh=0.5A=0.125g, le coefficient sismique vertical est pris égale à Kv = ± 0.3 Kh=0.038g (RPA 99 – 2003).

L'effet sismique a été pris en compte en introduisant des coefficients d'accélération sismiques qui sont ah /g= ± 0,125 pour la composante horizontale et av /g= ±0,0375 pour la composante verticale.

V.3.3.2. Le trafic routier :

Les surcharges routières sont calculées en prenant le camion semi- remorque de 4 essieux comme véhicule de référence. Les charges dues au trafic routier et au corps de chaussée sont modélisées comme des forces réparties verticalement de 20 KPA.

V.3.3.3. Données géotechniques :

Les **cara**ctéristiques géotechniques prises comme paramètres initiaux dans les calculs sont extraites des essais de laboratoire et qui sont les suivants :

- **Couche 1 : Argile limoneuse brune.**
  - Cohésion : C = 0.5 bar
  - Angle de frottement : $\varphi = 6°$
  - Densité : $\gamma = 16.9$ KN/m^3
- **Couche 2 : Argile marneuse altérée.**
  - Cohésion : C = 0.44 bar.
  - Angle de frottement : $\varphi = 14°$
  - Densité : $\gamma = 17$ KN/m^3
- **Couche 3 : Substratum marneux gris induré.**
  - Cohésion : C = 0.57 bars
  - Angle de frottement : $\varphi = 13°$
  - Densité : $\gamma = 19.2$ KN/m^3

V.3.3.4 Méthode d'analyse de calcul :

Bishop : Quand la surface de rupture est en forme d'arc, on adopte la méthode de Bishop.

Perturbations : De plus, quand le talus se glisse vers une certaine interface, on adopte la méthode de perturbations.

les calculs se font selon la norme Eurocode 7-approche 3, qui utilise des facteurs de sécurité partiels (**Γ**) pour les états limites ultimes sur les actions, les paramètres du sol, les éléments de renforcements et les résistances géotechniques .

V.3.3.5 Coefficient de sécurité :

Pour les glissements, dans le cas normal (stable à long terme durant le service), le coefficient de sécurité doit prendre $F \geq 1.50$

V.3.4. Géométrie du modèle :

Le profil à analyser est représenté par la figure suivante :

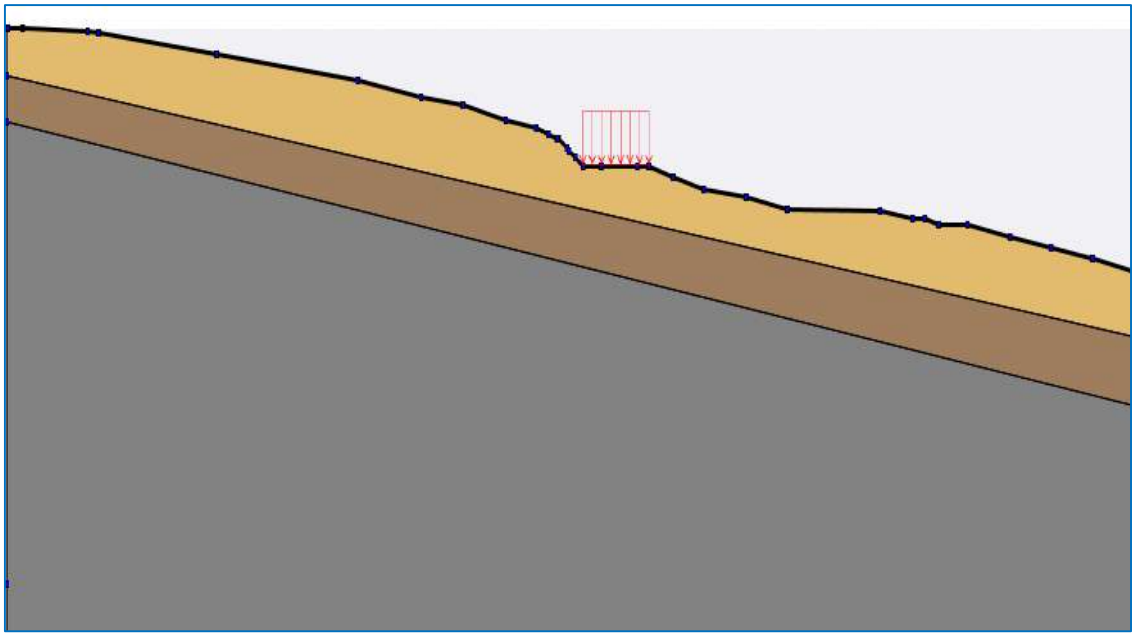


Figure V.15: *Domaine d'analyse*

.

Tableau.V.1. *Tableau des données de base de calcul introduites dans le logiciel de calcul de stabilité*

	Légendes	(kN/m3	C (bar)	φ (°)
Argile Limoneuse		16.9	0.5	6
Argile Marneuse.		17	0.44	14
Substratum Marneux induré.		19.2	0.57	13

V.3.5. Calcul du facteur de sécurité :

L'analyse du problème sera effectuée par la méthodes Bishop (1954) et suivants plusieurs variantes jouant sur la présence ou l'absence de la nappe, la présence ou l'absence de l'effort sismique dont l'objectif est de présenter l'effet de ces derniers sur le facteur de sécurité.

V.3.6. Modélisation du talus sans confortement :

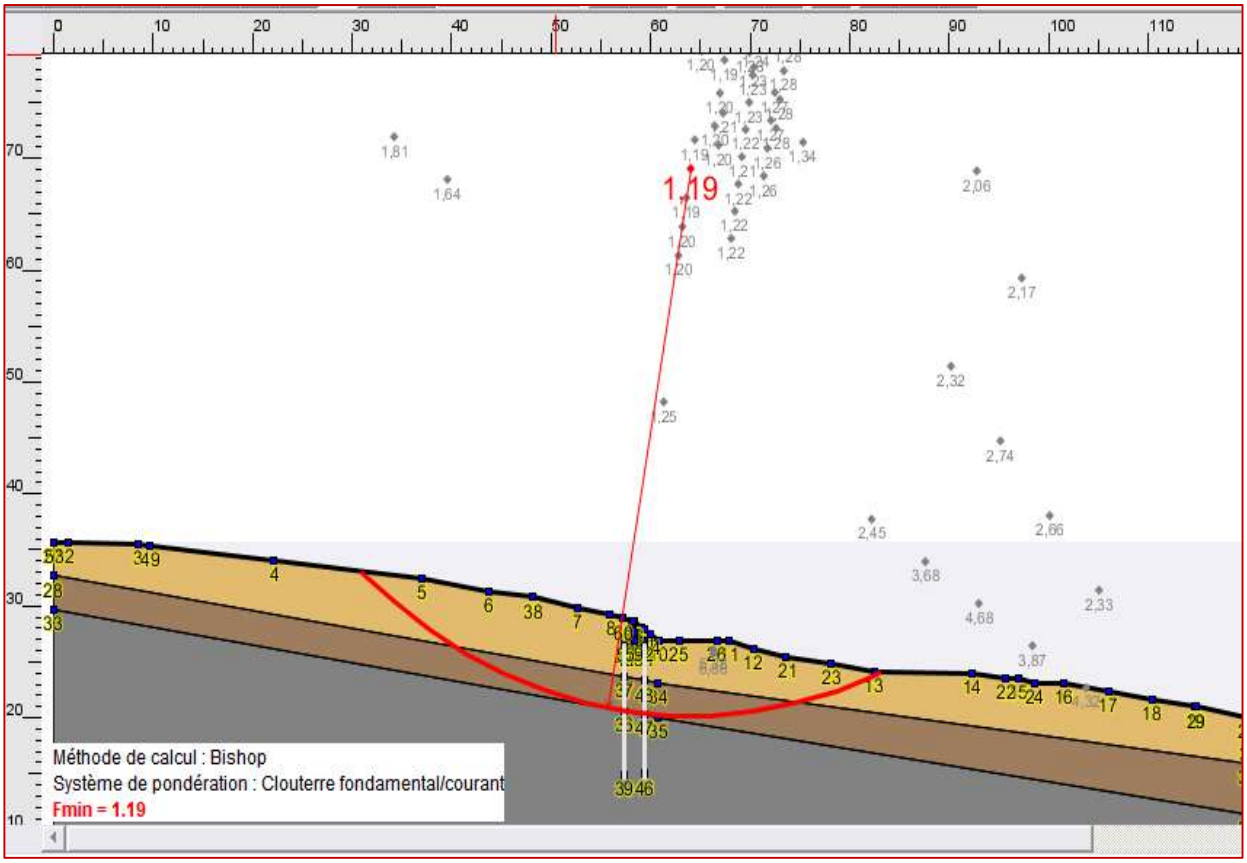


Figure V.16 : *Cas d'un cercle de rupture sans prise en compte de la nappe.*

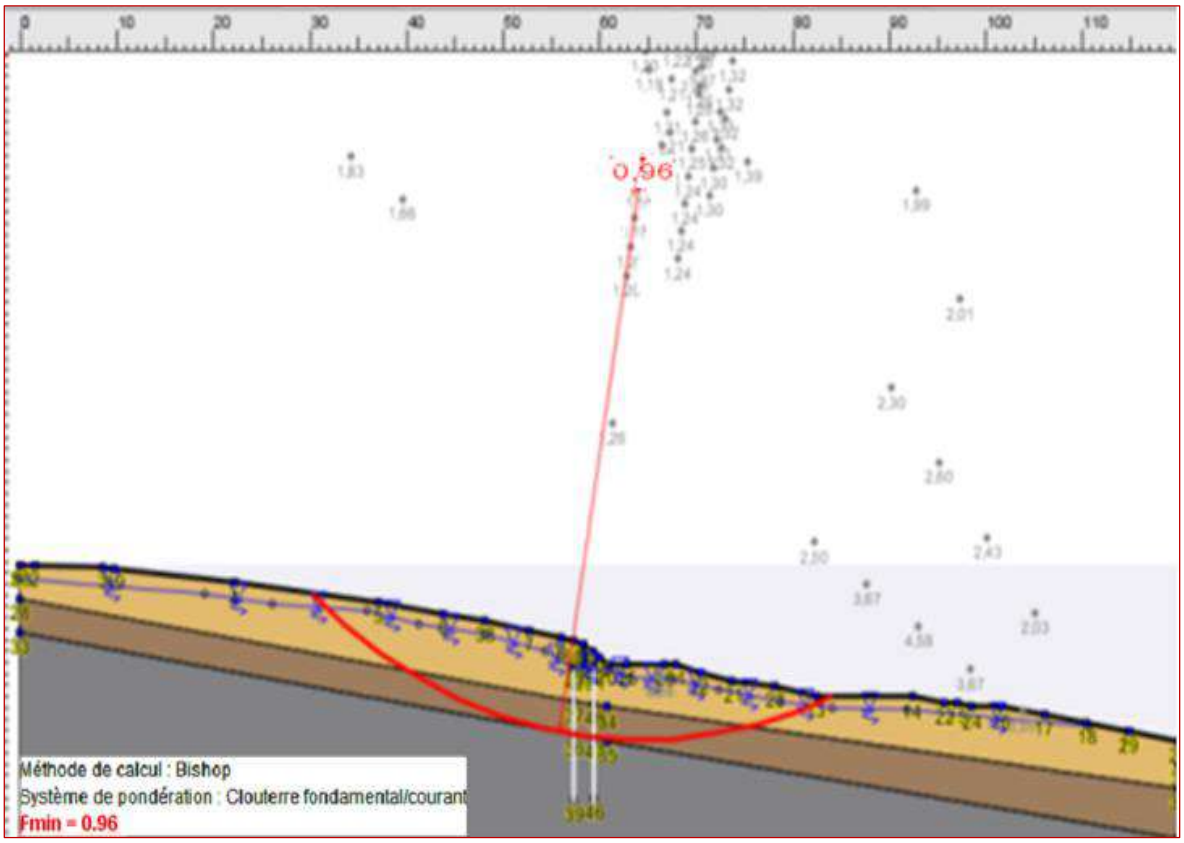


Figure V.17 : *Cas d'un cercle de rupture avec prise en compte de la nappe*

V.3.6.1. Effet de la nappe sur le coefficient de sécurité :

L'augmentation du niveau de la nappe au-dessus de la surface de rupture, fait augmenter le poids volumique (force motrice), et diminue en même temps la résistance au cisaillement par l'augmentation des pressions interstitielles, ce qui induit à la diminution du coefficient de sécurité.

V.3.6.1.2 Les résultats obtenus :

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

Tableau V.2: *Effet de la nappe sur le coefficient de sécurité*

Phase /Méthode	Bishop
Absence d'eau	1.19
Présence d'eau	0.96

Sur la base de ces résultats on peut dire que la présence de la nappe à un effet direct sur la stabilité du terrain (diminution du facteur de sécurité).

V.3.6.2. Effet du séisme sur le coefficient de sécurité :

L'incidence d'un séisme est traitée par la méthode « pseudopériodique ». La gravité est affectée d'un coefficient d'accélération horizontal c_{ah} et vertical c_{av} de sens quelconque. Pour calculer les coefficients sismiques, on utilise le RPA99/version 2003.

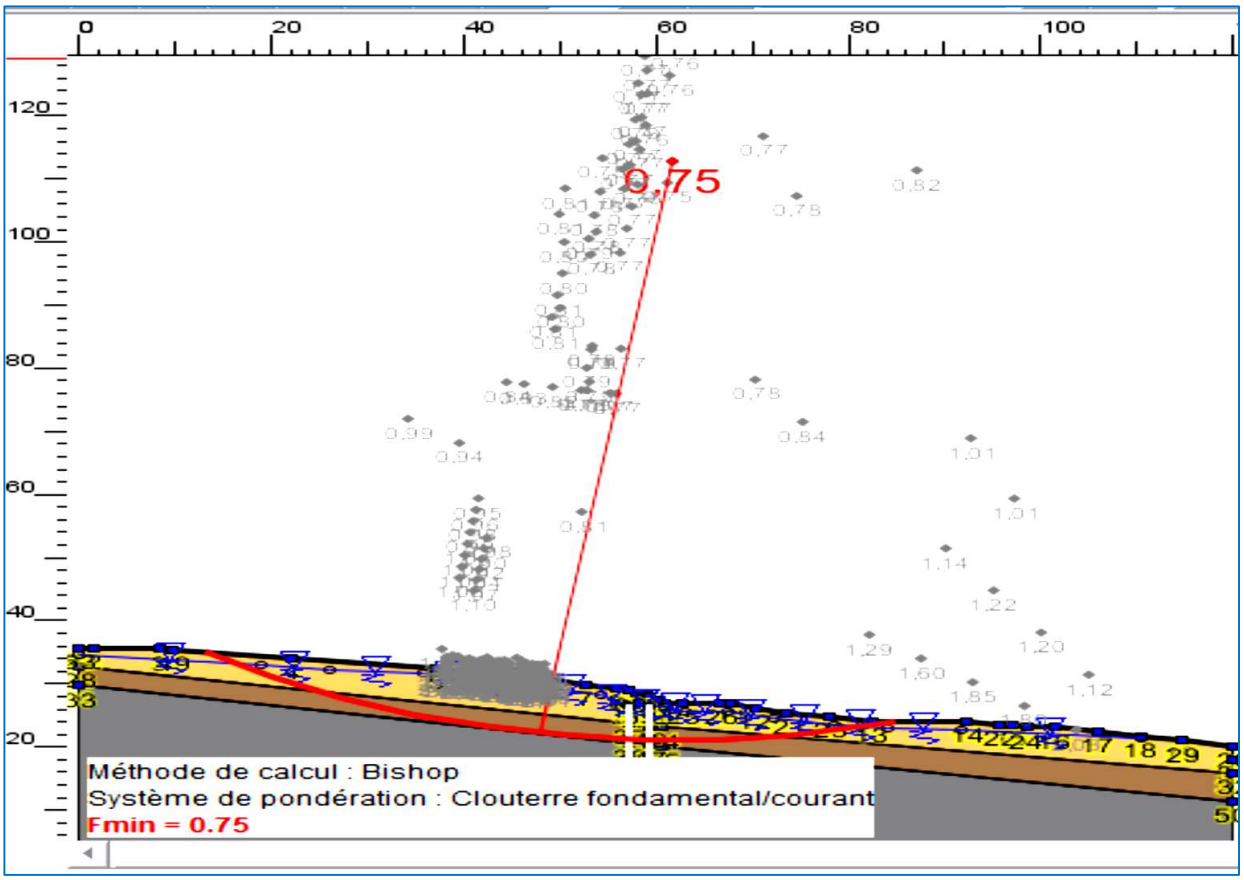
C_{ah}=0.5A (%g),

C_{av}=0.3C_{ah}

Les coefficients d'accélération (A) à prendre en considération dans les calculs selon le type de l'ouvrage sont cité dans le paragraphe V.3.3.1.

La zone sismique est dans la classe **IIa,** de groupe d'usage 2 comme indiqué avant, donc le coefficient d'accélération de la zone est égal à 0.25 : Avec : C_{ah}=0.125 et C_{av}=0.0375.

Figure V.18 : *Cas d'un cercle de rupture avec séisme.*



V.3.6.2.1 Les résultats obtenus :

Le tableau suivant montre l'influence de l'action sismique sur la stabilité du talus.

***Tableau V.3**: Effet du séisme sur le coefficient de sécurité*

Phase /Méthode	Bishop
Accidentelle	0.75

D'après le tableau on distingue que la présence du séisme diminue le facteur de sécurité.

V.4. CONCLUSION :

Le coefficient de sécurité (Fs) du talus avant le confortement calculé avec prise en compte de la nappe phréatique est de **0.96 ;** Avec la prise en compte de l'effet du séisme, le coefficient de sécurité diminue à une valeur de **0.75**.

Le type de mouvement observé sur la CW8 au PK46+300, est un glissement rotationnel en tête du talus.

Le glissement concerne les deux couches supérieures qui sont formées d'argile limoneuse et d'une argile marneuse. On observe à partir de ces résultats que le coefficient de sécurité est inférieur à 1, ce qui montre que le talus est instable. Par conséquent, nous allons proposer une solution de confortement pour stabiliser ce talus et résoudre le problème du glissement rencontré.

Le choix de la solution de confortement s'appuie sur des impératifs technico-économiques.

CHAPITRE N° :VI

ETUDE DE CONFORTEMENT

CHAPITRE VI : ETUDE DE CONFORTEMENT

VI.1. Introduction :

Les résultats obtenus dans le chapitre précédent révèlent que le terrain est instable dans toutes les sections étudiées, ce qui nécessite d'établir une solution de confortement.

Cette partie est la plus importante dans notre projet parce qu'enfin notre but est de trouver les solutions favorables techniquement et économiquement pour stabiliser le glissement, Donc le choix de la technique de la stabilisation devra être le fruit d'un compromis entre trois aspects qui sont :

- ☑ Analyse des paramètres techniques de site.
- ☑ La connaissance des techniques de stabilisation.
- ☑ Les impératifs technico-économique.

L'analyse des paramètres techniques du site sont basées sur un calcul d'équilibre limite ou numérique, qui conduit à évaluer quantitativement l'incidence des paramètres de l'instabilité telles que la géométrie, hydraulique, les caractéristiques mécaniques des terrains. Le résultat de ces calculs permet donc de classer les actions correspondantes (terrassement, drainage,
Soutènement, substitution de sol et amélioration des efforts résistants).

La connaissance de la technique de stabilisation permet de proposer un procédé de stabilisation que l'on maîtrise parfaitement les limites d'utilisation.

Ainsi,

- ☑ L'adaptation entre l'action de confortement et la cause du glissement,
- ☑ La pérennité de certaines techniques et les possibilités d'entretien ultérieur,
- ☑ La progressivité d'application des moyens : on commence généralement par un système de drainage ou un terrassement qui sont les causes directes des mouvements.

La contrainte économique : c'est le rapport « efficacité/coût», le coût d'entretien et la maintenance du site après travaux, conditions loca les relatives aux matériaux disponibles, et à la qualification des entreprises, le degré de stabilité recherché.

VI.2. Méthode de confortement et de stabilisation :

- Stabilisation et confortement par un mur de soutènement reposant sur deux rangés de pieux en béton armé. Associée à un système de drainage

VI.3. Géométrie du modèle :

Sur la même coupe étudiée précédemment, on propose l'installation du mur de soutènement en Béton armé reposant sur deux rangés de pieux en béton armé déjà prédéfinit, la figure ci-après représente la géométrie du modèle en question.

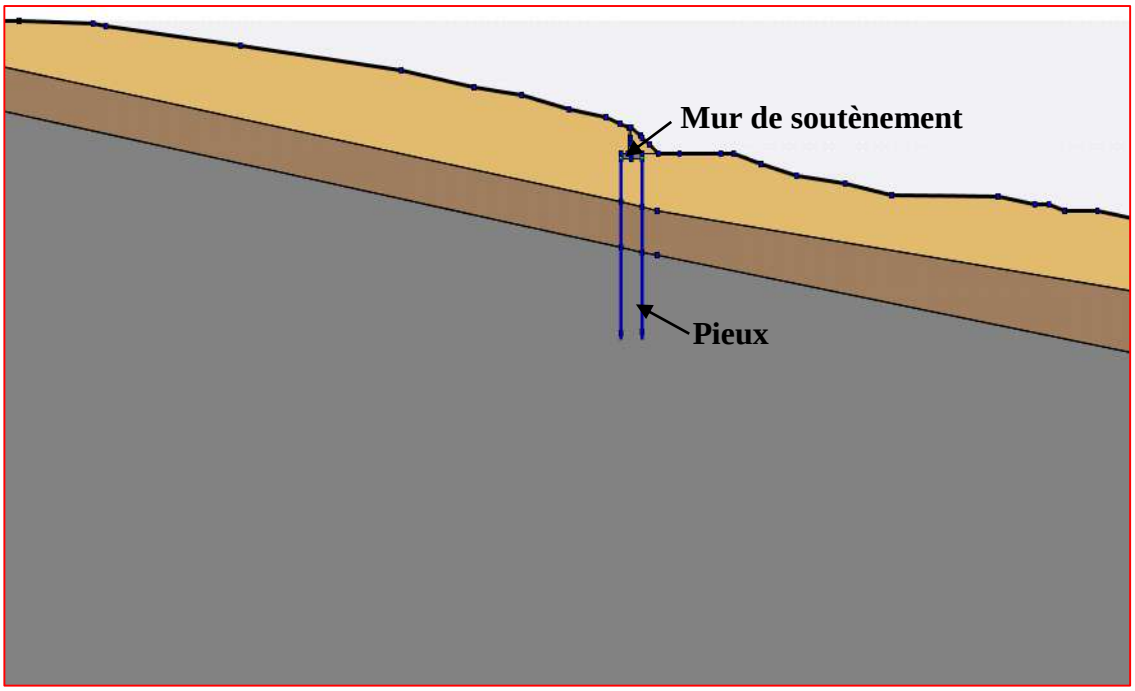


Figure VI.1: *Géométrie du modèle*

Légendes ;

Argile limoneuse.

Argile marneuse.

Substratum marneux induré.

VI.4. Confortement Par Un Mur De Soutènement Reposant Sur Deux Rangés De Pieux En Béton Armé ;

Cette solution est considérée la plus sure et la plus sécurisante, ce qui permettra de stabiliser le pied du glissement de façon définitive et mettra la CW8 au PK46+300 à l'abri de toutes évolutions futures.

- La solution de confortement retenue consistait en la réalisation de deux rangées de pieux en béton armés de diamètre **1.2m**, ils seront implantés en quinconce avec un entre axe transversal de **2.2m**, la longueur des pieux est de **13m** y compris le mètre de recépage, Les détails de l'ouvrage de soutènement sont illustrés ci-dessous
- Les pieux doivent être ancrés dans la couche de la marne indurée considérée comme substratum.
- Les pieux sont placés en amont de la route.
- Dans le but d'assurer un effet de groupe des pieux, et d'éviter les tassements différentiels entre les têtes de ces derniers, une longrine en béton armé d'épaisseur de 80cm est proposée.
- L'épaisseur de voile de soutènement variable, de 40cm en base du mur jusqu'a 20cm à la partie supérieure du mur.

VI.4. 1.Position des pieux :

Les pieux sont placés comme butée de pied du talus en amont de la route (voir la figure ci dessous).

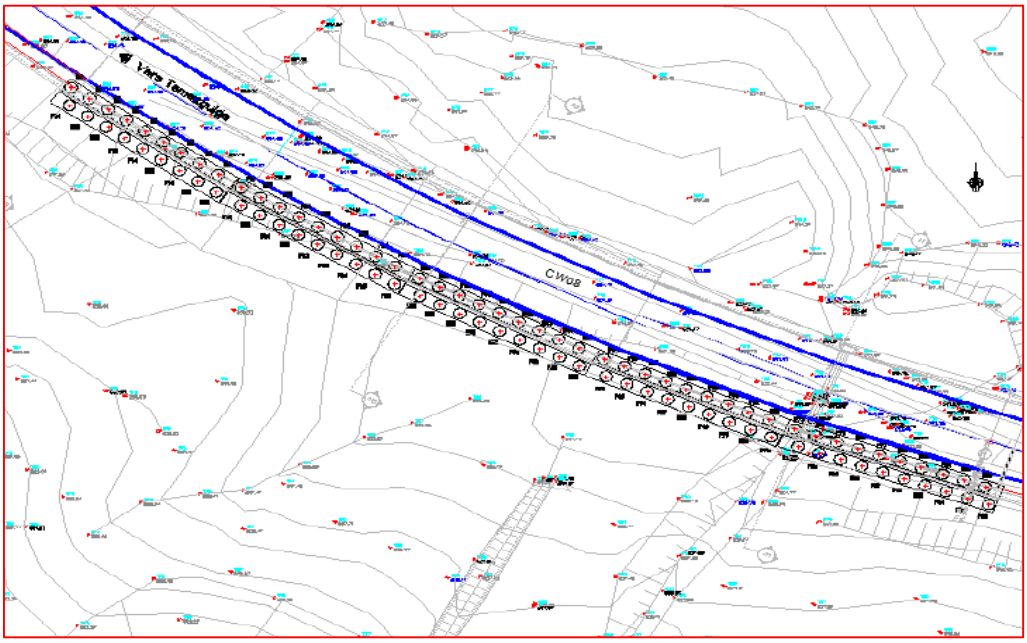


***Figure VI.2**: vue en plan la disposition des pieux*

VI.4. 2.Caractéristiques du système de renforcement :

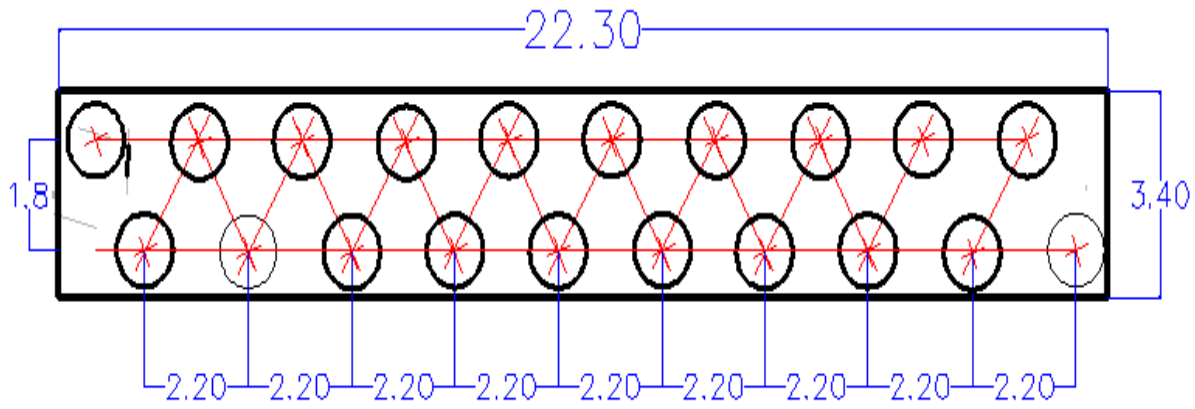


***Figure VI.3**: vue en plan l'espacement entre les pieux*

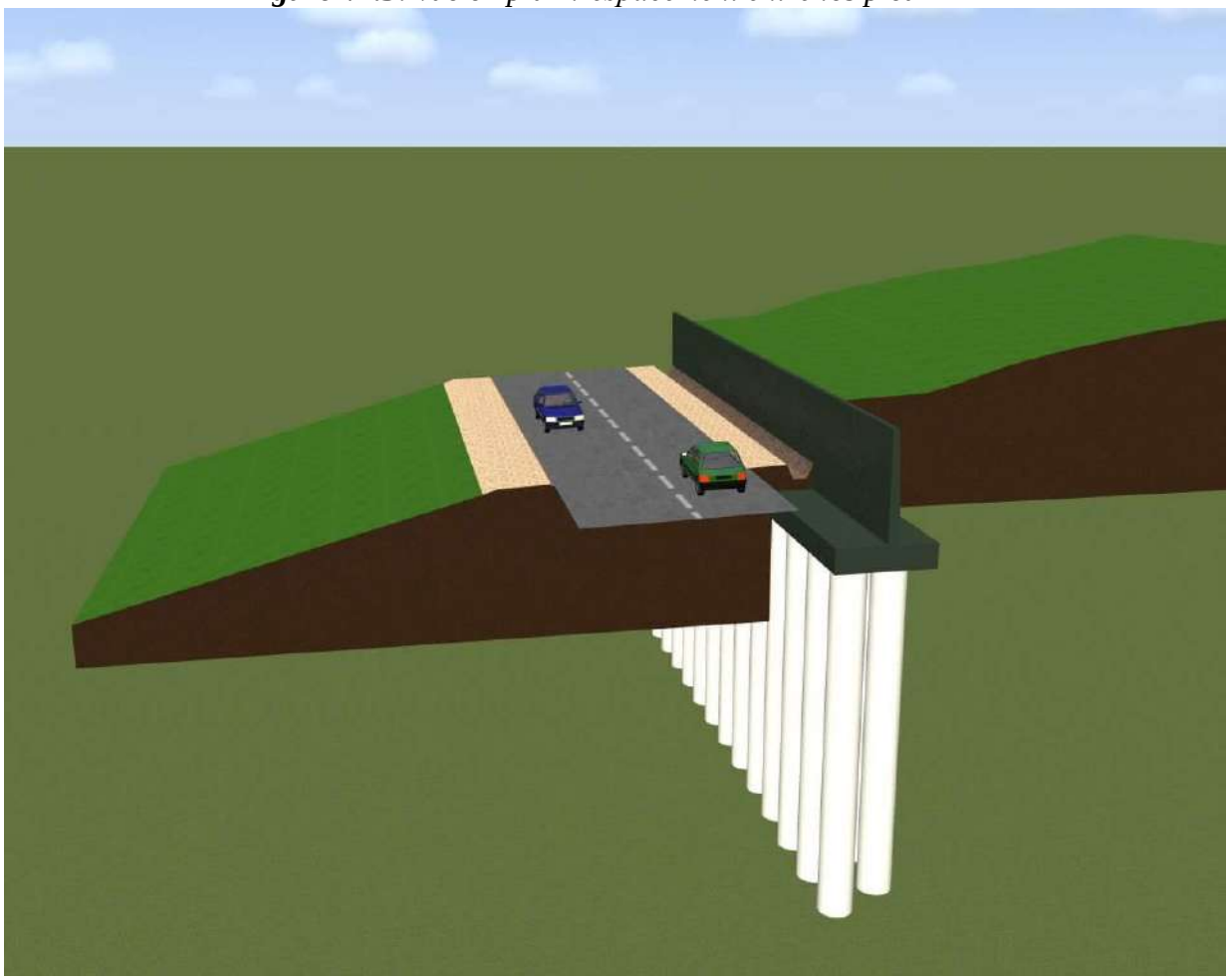


***Figure VI.4**: vue en 3D de terrain avec les pieux*

VI.4. 3.Données géométriques :

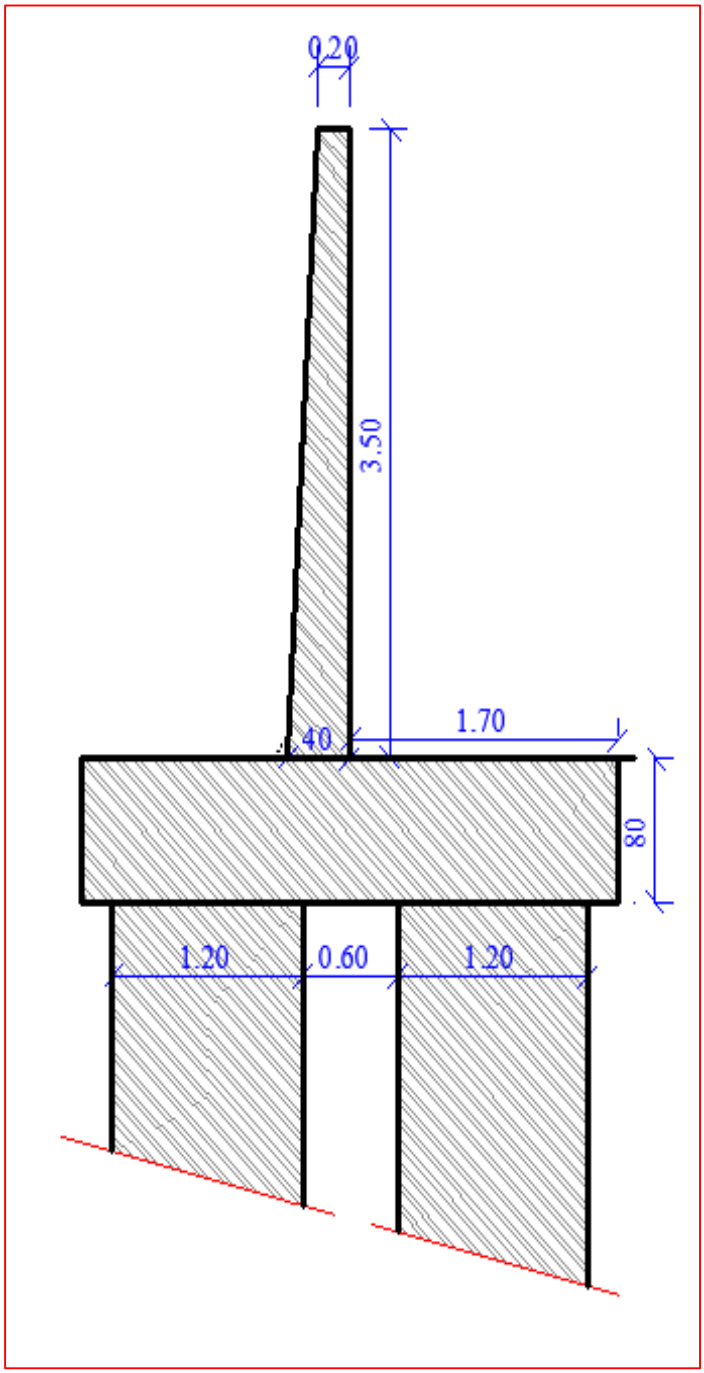


Figure VI.5. *Les dimensions de mur de soutènement et pieux.*

VI.5. Drainage des eaux :

Le but à atteindre est la diminution des pressions interstitielles et l'évacuation d'un débit maximum, l'eau qui existe dans ce site est alimentée par deux sources : les eaux Superficielles de ruissellements et les eaux souterraines.

Pour se prémunir de ce risque et garantir une stabilité du talus à long terme, Il faut agir contre l'absence de la butée, l'érosion et le ruissellement des eaux de pluies sur le sol du talus. Pour atteindre cet objectif nous recommandons ce qui suit :

☑ Un fossé bétonné trapézoïdal au pied du talus amont avec un dimensionnement assez suffisant pour collecter et drainer les eaux de ruissèlement vers l'exutoire le plus proche, ce fossé permet aussi d'éliminer les zones de stagnation des eaux du côté amont. le fossé trapézoïdal en béton légèrement armé dosé à 350Kg/m^3 de dimensions (1,50 m x 0,50m x 0,50m).

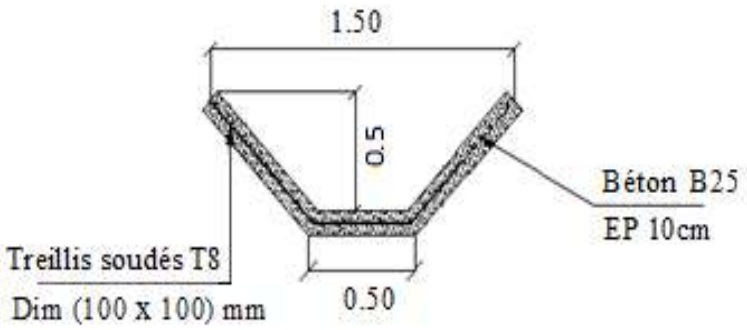


Figure VI.6: *Dimensions du fossé existant au pied du talus amont*

☑ Mettre en place un dispositif de drainage efficace pour collecter les eaux de ruissellements en provenance des descentes d'eau du talus et les évacuer vers un exutoire. L'évacuation des eaux se rassemblant à l'arrière du voile devra être assurée par ;

- un réseau de barbacanes suffisamment dense et situé le plus près possible de la base du mur
- un drain collecteur longitudinal en pied de remblai.

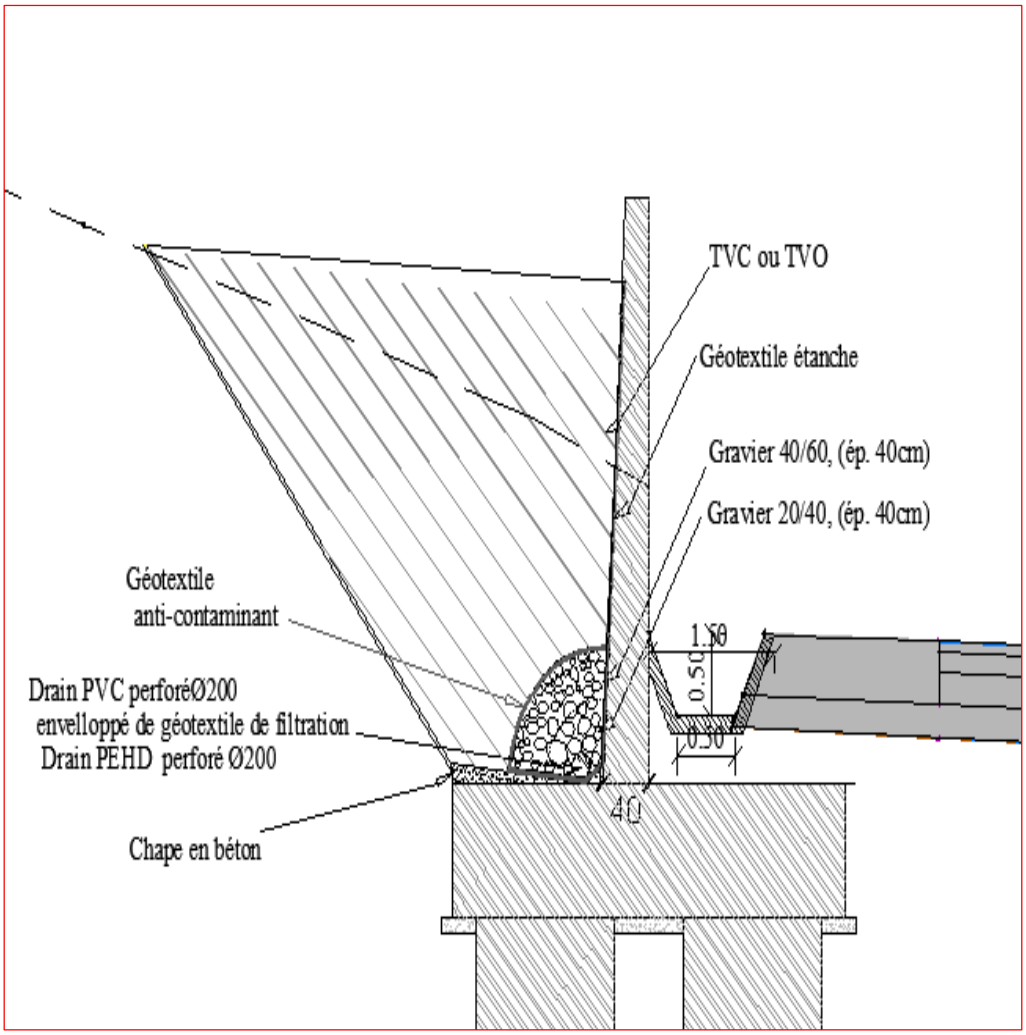


Figure VI.7. *Les systèmes de Drainage*

VI.6. Modélisation du système de confortement :

La modélisation du système de confortement est effectuée à l'aide du Logiciel TALREN suivant la section principale (Figure VI.8).

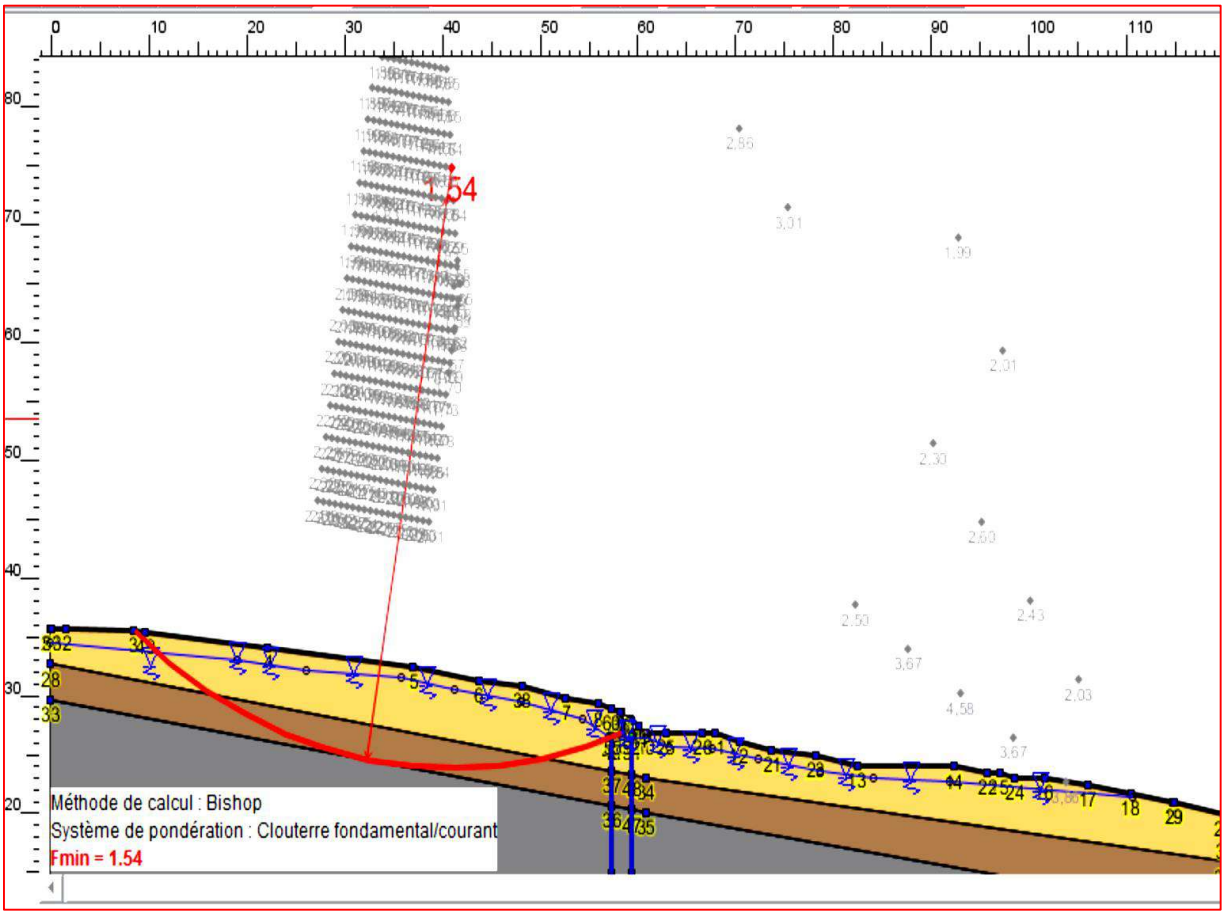


Figure VI.8 : *Coefficient de sécurité après confortement avec séisme.*

VI.6.1. Interprétation des résultats :

L'analyse du profil critique à l'état initial donne un facteur de sécurité $F_S = 0,75$ avec la prise en compte de l'action sismique, ce qui conduit à chercher une solution de confortement pour stopper le glissement.

La stabilisation par un mur de soutènement reposant sur deux rangés de pieux en amont de la route a donné un coefficient de sécurité ; **$F_S = 1.54$** avec la prise en compte de l'action sismique.

IV.7. CONCLUSION :

Parmi les techniques des stabilisations des talus, on a adopté un traitement du talus à l'aide d'un mur de soutènement reposant sur deux rangés de pieux en béton armé et par le système de drainage semble la solution la plus adaptée au traitement de notre cas de glissement, conduisant à un gain de sécurité remarqué.

La modélisation réalisée pour le problème de glissement du « CW8 au PK46 +300 » montre que le champ des déformations et considérablement modifié par la solution combinée du renforcement par des pieux et mur de soutènement.

CONCLUSION GENERALE

IV.8. CONCLUSION GENERALE :

Les glissements de terrains sont des phénomènes qui menacent leur stabilité et constituent, comme conséquences, un risque pour les infrastructures et la vie humaine. Dans la pratique, ils constituent l'une des préoccupations majeures des ingénieurs géotechniciens.

Le travail réalisé dans le présent mémoire s'inscrit dans ce contexte et a concerné l'étude de la stabilité du terrain glissant au niveau du **CW8 (PK 46+300),** entre Médéa et BENI ATELLI.

L'étude, commencée par la reconnaissance du site avec l'exploitation des données disponibles sur le contexte géologique, la lithologie, l'hydrogéologie permettant d'établir un constat préliminaire de la situation du site et de dégager les causes probables de cette instabilité, suivie par un calcul et une vérification de la stabilité. Enfin, une analyse et d'une éventuelle solution de confortement. A ce niveau, les facteurs eau et nature du sol ont été notés comme causes probables.

La reconnaissance géotechnique, réalisée à travers des essais in-situ (sondages et essais pénétromètriques) suivis par des essais au laboratoire, ont permis de caractériser les couches formant le site :

- ✓ En surface, Argile limoneuse brune, d'épaisseur variant entre 2,5m à 7.0m.
- ✓ Surmontant sur une couche d'Argile marneuse altérée, d'épaisseur moyenne de 3,0m.
- ✓ Plus profondément, une couche de Substratum marneux gris induré.

L'analyse du mouvement du terrain, afin de localiser les surfaces de rupture potentielle a été menée à l'aide d'un un calcul par le logiciel « TALREN4 v2.03 ». Elle a permis de localiser la surface du glissement critique qui s'étend de l'accotement de la route jusqu'au tète du talus.

A partir de cette analyse, La réflexion portée sur la solution possible le plus adaptée au problème analysé nous a conduits au développement du système de confortement par un mur de soutènement reposant sur deux rangés de pieux en béton armé associé à un dispositif de drainage. Le dimensionnement adéquat de la solution suivie par les vérifications de stabilité a été effectué en utilisant le même logiciel. Le coefficient de sécurité « Fs » correspondant est de l'ordre de **1,54**.

CONCLUSION ENERALE :

Enfin, on peut conclure que, lors de l'étude d'un glissement, ce qui compte le plus c'est d'en cerner ses causes puis d'y remédier en développant la solution après optimisation.

La maitrise de la géologie du site, le comportement du terrain, les variations des niveaux des eaux, ainsi que les éventuelles surfaces de rupture contribue bien à orienter les idées, avec certaines hypothèses, et aboutir, à l'aide d'un modèle de calcul approprié, à la solution optimale recherchée.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1]. Chibani Mounia. Effet de l'instabilite du terrain sur le bati cas reelde l'universite mentouri de constantine. Mémoire Magister. Universite Mentouri Constantine.

[2]. LAGHOUAG.S et BOUKHARI.A (2008). Etude d'un Glissement de Terrain sur le CW8 reliant la ville de Médéa à l'Université. Mémoire pour obtenir le diplôme d'ingénieur d'état en Travaux Publics, Ecole Nationale des Travaux Publics.

[3]. Boudalal Omar. 2013. Etude expérimentale du comportement mécanique des fines dans la stabilité des talus et des fondations. Thèse Doctorat .Université Mouloud Mammeri de TiziOuzou.

[4]. BOUAFIA.A (2009). Conception et calcul des ouvrages géotechniques. Edition pages bleus, Alger, pp (219-253) et 386 p.

[5] TAOUNZA.S et BEZARI.I (2012). Etude du glissement de terrain survenu sur la RN 64, au PK 43+950, EL OUMARIA, MEDÉA. Mémoire pour obtenir le diplôme de Master en Génie Civil, option : Géotechnique, Université Saad Dahleb - Blida.

[6]. D.Reiffsteck. Mécanique des sols Avancée (stabilité des pentes).

[7]. J.L Zézere. 2009. Evalution et cartographie du risque glissement de terrain d'une zone sitée au nord de lisbonne. Memoire Master.

[8]. http://www.innovex.ca/application.html

[9] BENKECHKACHE .I (2012). Investigation de la dégradation du cadre bâti sous l'effet du glissement de terrain cas de CONSTANTINE. Mémoire pour obtenir le diplôme de Magistère en architecture et d'urbanisme, option : ville et risques urbains, UniversitéMentouri de Constantine.

[10]. SEBASTIEN.G (2005). Définition et typologie des mouvements de terrain. Risque info N°16,

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

[12]. EL MIMOUNI.A, DAOUDI.L et OUAJHAIN.B (2005). Rôle de la lithologie des versants sur les écoulements superficiels de l'Oued Ksob (Bassin d'Essaouira, Maroc). 3ème Journées Internationale des Géosciences de l'Environnement. El Jadida les 8, 9 et 10 juin 2005.

[13]. COSTET. J, SANGLERAT. G (1983). Cours pratique de mécanique des sols. Paris : Bordas, Tome 2, Calcul des ouvrages, pp: 265-337.

[14]. Skempton and Hutchinson (1969), Stability of Natural Soil Slopes and Embankment.

[15]. FECKER.P.G (2004). Instrument de mesure géotechnique. Chapitre 7 Mesures géotechniques aux pentes et talus, pp : 1-5, GIF.

[16]. SLIMI.A. (2008). Mouvements de terrains et ravinements dans le bassin supérieur de l'Oued Djemaa (versant sud du Djurdjura, Algérie). Mémoire pour obtenir le diplôme de doctorat. Université Paris XII Val-de-Marne.

[17]. EL MIMOUNI.A, DAOUDI.L et OUAJHAIN.B (2005). Rôle de la lithologie des versants sur les écoulements superficiels de l'Oued Ksob (Bassin d'Essaouira, Maroc). 3ème Journées Internationale des Géosciences de l'Environnement. El Jadida les 8, 9 et 10 juin 2005

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES:

[18]. BRUNO.M-C (2005). Le rôle des facteurs géologiques et mécaniques dans le déclenchement des instabilités gravitaires : exemple de deux glissements de terrain des Pyrénées Atlantiques (Vallée d'Ossau et Vallée d'Aspe). Mémoire pour obtenir le diplôme de doctorat. Université Bordeaux 1

[19]. Guide technique LCPC, 1998 et CAMBERFORT, 1970.

[20]. (Guide technique LCPC, 1998).

[21]. LATRAOUI.M et MOHAMED ELHADJ.T (2011). L'étude et traitement de glissement de terrain extension de capacité sur la RN 01 PK 82+700 MEDEA. Mémoire pour obtenir le diplôme de Master génie civil, option : Géotechnique, Université Saad Dahleb de Blida.

[22]. TAOUNZA.S et BEZARI.I (2012). Etude du glissement de terrain survenu sur la RN 64, au PK 43+950, EL OUMARIA, MEDÉA. Mémoire pour obtenir le diplôme de Master en Génie Civil, option : Géotechnique, Université Saad Dahleb - Blida.

[23]. (SANGLERAT, 1983 et PHILIPPO-NNAT, 1979 et CAMBERORT, 1970)

[24]. (PHILIPPONNAT, 1979 et SANGLERAT, 1983 et CAMBER-ORT, 1970)

[25]. DJIDJELI N et HAFFAF M (2008). Etude de stabilisation d'un glissement de terrain au niveau de la rocade sud d'Alger à l'aide des techniques géo synthétiques. Mémoire pour obtenir le diplôme d'ingénieur d'état en Travaux Publics, Ecole Nationale des Travaux Publics.

[26]. Guerfi houcemeddine. Stabilisation des talus renforces par pieux. Mémoire de Magistère. Université El Hadj Lakhdar batna

[27]. FAURE.R.M (2000). L'évolution des méthodes de calcul en stabilité des pentes. Partie I: Méthodes à la rupture. Revue française géotechnique N°92, 3emetrimestre.

[28]. Yahiaoui Mohammed. 2008. Contribution à l'analyse dynamique des terrains en pentes sous séisme par logiciel PLAXIS. Mémoire Magister. Université Abou Bekr Belkaid.

[29]. REMADNA Mohamed Saddek. 2013. Estimation numérique des facteurs de potance et d'influence de la forme de fondations superficielles. Thèse Doctorat .Biskra

[30].PHILIPPONAT.G (1985). Fondation et ouvrages en terre, édition Eyrolles, Paris,

[31]. M'zouyhem Kamel. Chenafa Walid.2006.Etude géotechnique de la stabilité des talus dans la carrieré de Ain El Kabira (Sétif). géologie de l'ingenieur. Université Farhat Abbas Sétif

[32]. Khemissa Mohamed. Méthodes d'analyse de la stabilite et techniques de stabilisation des pentes. Mémoire de Magistère. Université de M'sila,

[33]. E. Spencer. A. Méthode of analysis of the stability of embankments assuming parallel interslice forces. Géotechnique, Vol. 17, N°1, pp. 11–26, 1967.

[34] NF P 94-050 : Sols : reconnaissance et essais, Détermination de la teneur en eau Pondérale des matériaux, Méthode par étuvage.

[35] NF P 94-056 : Sols : reconnaissance et essais, Analyse granulométrique, Méthode par tamisage à sec après lavage.

[36] NF P 94-057: Sols : reconnaissance et essais — Analyse granulométrique des sols Méthode par sédimentation.

[37] NF P 94-051 : Sols : reconnaissance et essais, Détermination des limites d'Atterberg, Limite de liquidité à la coupelle, Limite de plasticité au rouleau.

***Rapport Géotechnique ;** Glissements N°02 sur CW08 - PK46+300 réalisé par BET LECACT*

ANNEXES :

☑ A-1. RESULTATS DES ESSAIS IN-SITU :

- COUPE LITHOLOGIQUE
- COURBES DES ESSAIS PENETROMETRIQUES

☑ A-2. RESULTATS DES ESSAIS LABORATOIRE :

- COURBES GRANULOMETRIQUES.
- COURBES DE CISAILLEMENT.
- COURBES DE COMPRESSIBILITE.

☑ A-1. RESULTATS DES ESSAIS IN-SITU :

- **COUPE LITHOLOGIQUE ;**

Etude : Etude des glissement de terrain CW08 Médéa
Dossier N°: RG N°104
Date essai : Juillet 2012
Niveau Nappe : m

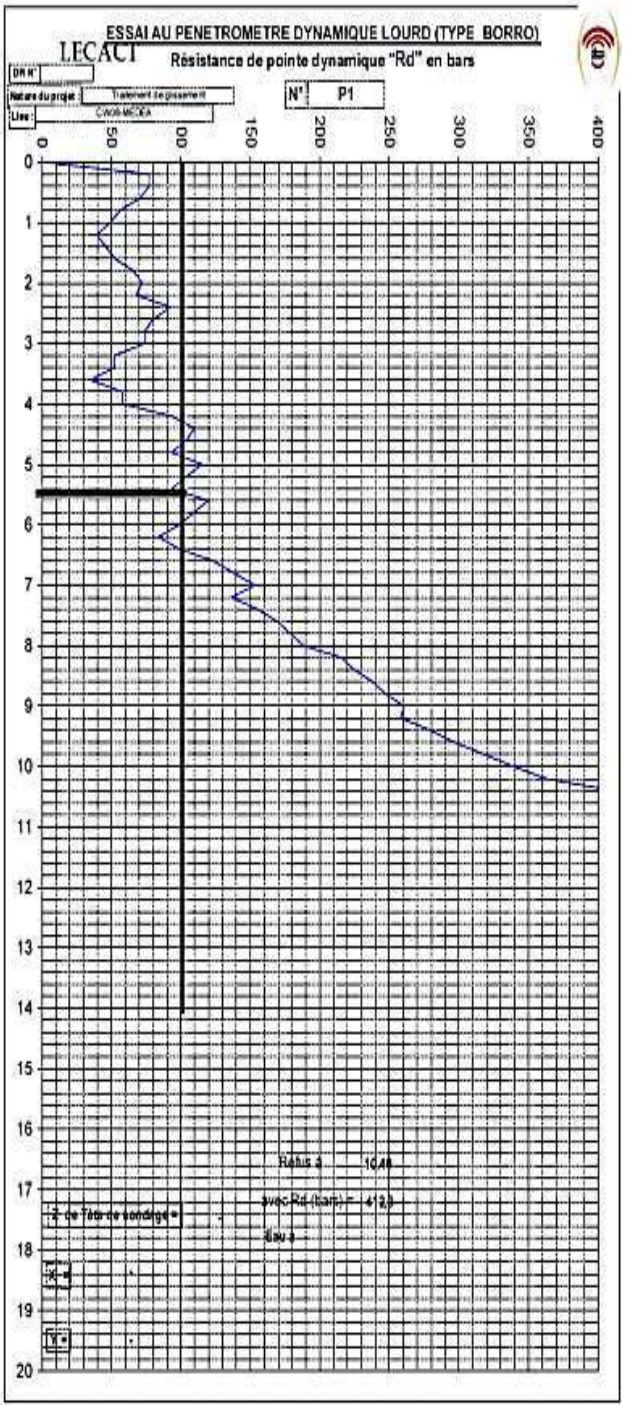
Sondage N° : 1 Pk 1+800
Profondeur totale : 15 ML
Coordonnées : X = Y =
Z =

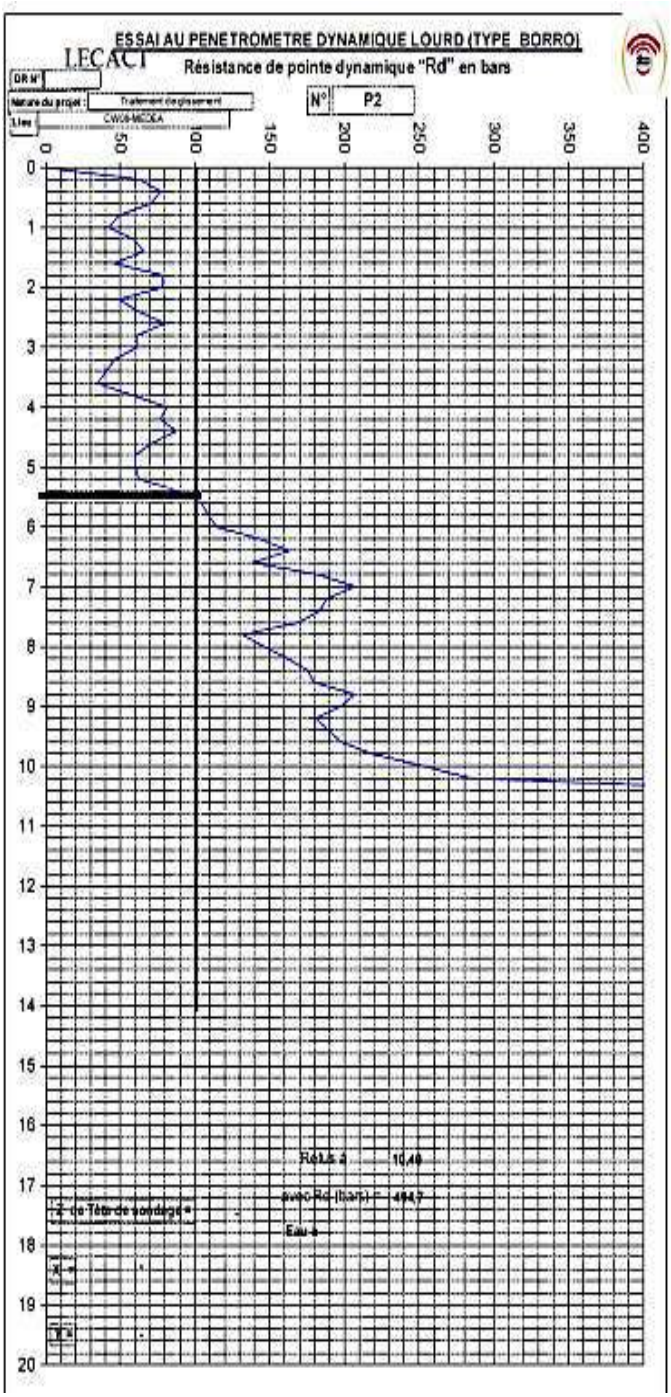
Prof (m)	Récupération	R.Q.D	ϕ Tub	ϕ Trou	Ech	Np	COUPE	DESCRIPTION	OBSERVATION
1–20	60 %, 70 %, 80 %, 90 %, 90 %							Terre végétale brune	
								Argile brune peu consistante	
								Argile marneuse panaché très consistante	
								Marne altéré gris bleuâtre	
								Marne grisâtre indurée	



Figure 5: Caisses à carottes du sondage SC1.

COURBES DES ESSAIS PENETROMETRIQUES

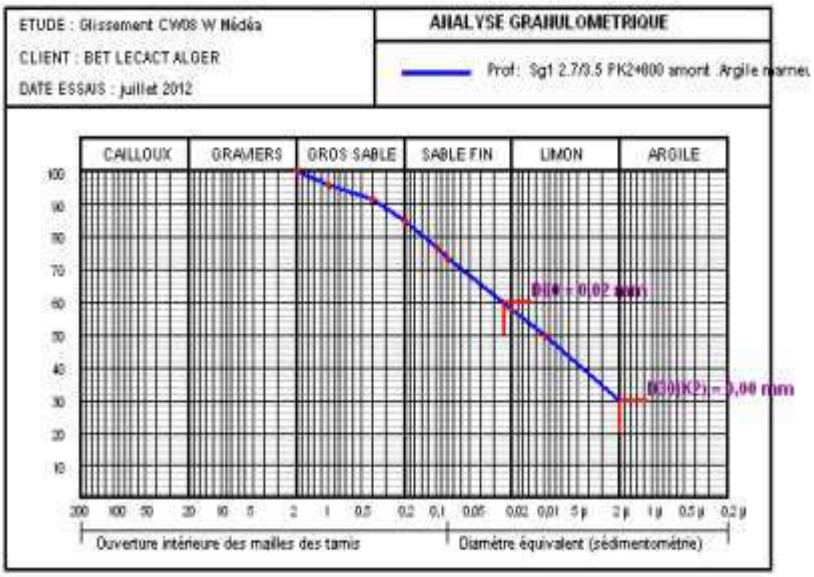


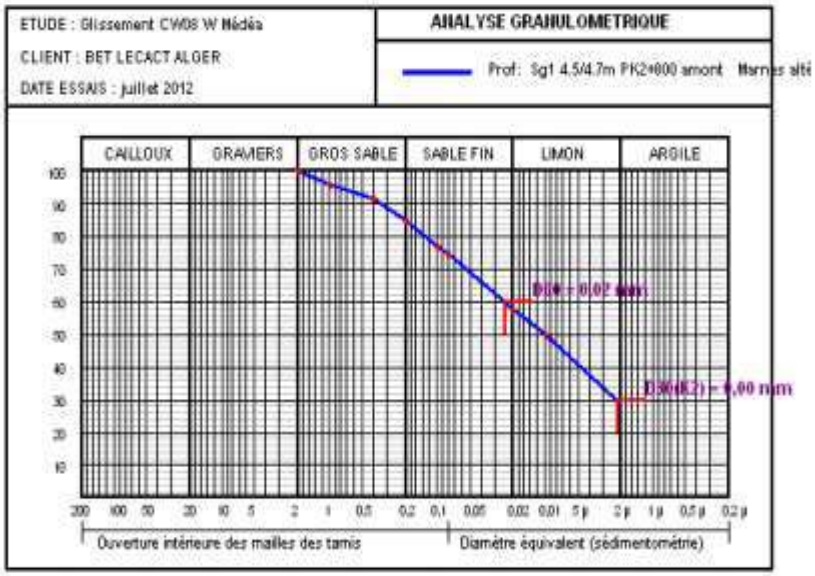


☑ A-2. RESULTATS DES ESSAIS LABORATOIRE :

- **COURBES GRANULOMETRIQUES.**

-SC1-



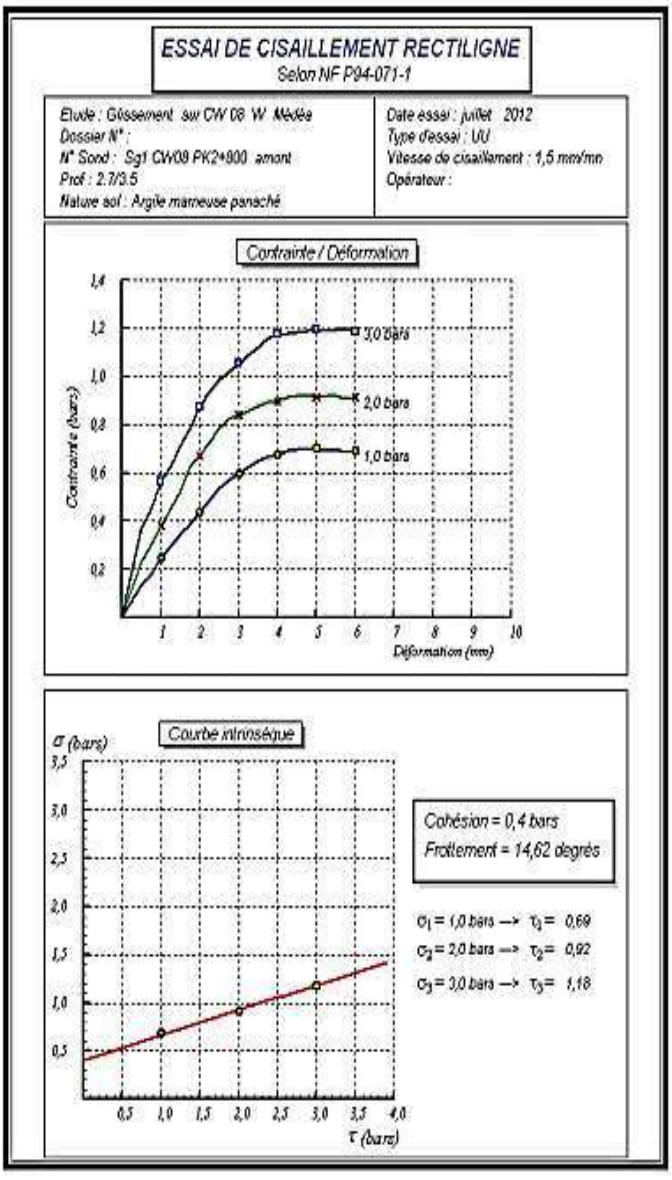


COURBES DE CISAILLEMENT.

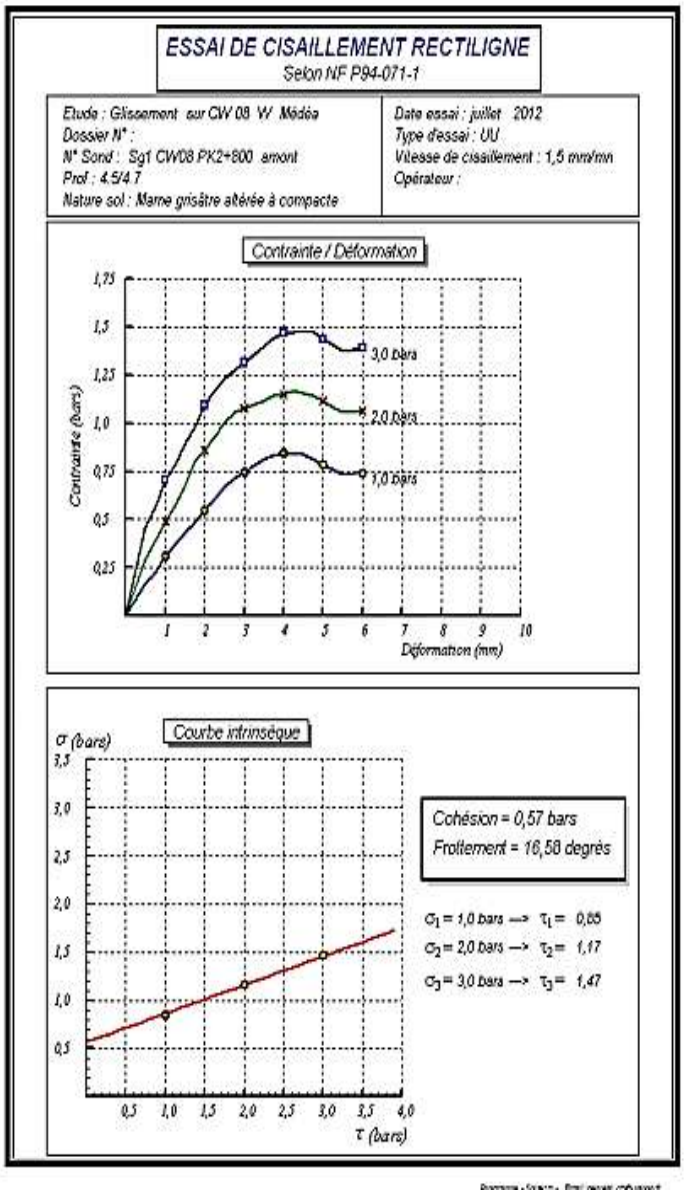
-SC1-

GEOTECHNIQUE ET ETUDES D'OUVRAGE DE CONSTRUCTION ET TOPOGRAPHIE

GEOREAL



=



COURBES DE COMPRESSIBILITE.

-SC1-

GEOTECHNIQUE ET ETUDES D'OUVRAGE DE CONSTRUCTION ET TOPOGRAPHIE

GEOREAL

