



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : Génie Civil

Option : VOA

Présenté par :

Mr : BENOUDAH BENOUDA
Mr : SOULI ABDELOUAHAB MOKHTAR

Sujet du mémoire

<p>Etude bibliographique sur la stabilité des pentes et leurs méthodes de renforcement</p>

Soutenu publiquement le 28 / 09 / 2020 devant le jury composé de :

Mr, BELMAHI Samir	Président
Mr, KHILOUN Mokhtar	Rapporteur
Mr, CHIKH Abdelbaki	Examineur
Mr, K.OUZAR	Examineur

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Dédicaces

A nos chers parents, pour leurs dévouement, leurs amours, leur compréhension, leurs sacrifices, leurs tendresse, leurs prières et leur patience à notre égard.

Nos chers frères et sœurs : Pour leurs soutien durant toute la période de nos études.

Nos amis : pour leurs compagnies et bons moments passés ensemble

A nos camarades de classe (promotion 2019-2020).

A tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail

REMERCIEMENTS

Je tiens à exprimer ma profonde reconnaissance et mes remerciements à mon encadreur KHILOUN Mokhtar, auprès de qui j'ai trouvé tout l'appui aux moments les plus délicats, pour avoir accepté de diriger ce modeste travail, pour ses directives et conseils, et pour de m'avoir consolidée durant toutes cette période.

Mes remerciements s'adressent aussi à Monsieur BELMAHI Samir, pour l'honneur qu'il me fait de présider le jury.

Je suis particulièrement touché par l'accord de Monsieur CHIKH Abdelbaki, d'examiner mon travail, je lui exprime toute ma gratitude.

J'exprime mes sincères remerciements à l'ensemble du personnel du département de Génie civil, et aux enseignants qui ont assuré notre formation de Master.

Merci à tous ceux qui ont participés de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Résumé

L'analyse de la stabilité des talus comporte, outre la connaissance du site, et le choix des caractéristiques mécaniques et hydrauliques des sols, un calcul de stabilité. L'estimation de cette stabilité vis-à-vis du risque de rupture est l'une des importants problèmes en géotechnique surtout dans le domaine des données limitées ou peu connues.

La nature géologique des terrains est un des principaux facteurs d'apparition de ces phénomènes tout comme l'eau et la pente.

Les caractéristiques des sols sont complexes, variables dans l'espace et dans le temps. De ce fait, les paramètres que l'on doit introduire dans les calculs géotechniques, sont souvent mal connus.

L'objectif de ce travail consiste à nous permettre de cerner les notions de base et concepts liées à la problématique des glissements de terrain, des méthodes de calculs et des procédés de confortements utilisés.

Mots clés: Stabilité, talus, glissement, géotechnique, confortement, Renforcement, Drainage.

Abstract

The analysis of slope stability includes, in addition to knowledge of the site and the choice of mechanical and hydraulic characteristics of the soil, a stability calculation. The estimation of this stability with respect to the risk of failure is one of the important problems in geotechnics, especially in the field of limited or little known data.

The geological nature of the terrain is one of the main factors in the occurrence of these phenomena, as is water and slope.

Soil characteristics are complex, varying in space and time. As a result, the parameters to be included in geotechnical calculations are often poorly known.

The objective of this work is to enable us to identify the basic concepts and concepts related to landslide issues, calculation methods and reinforcement processes used.

Key words: Stability, slope, landslide, geotechnics, reinforcement, Reinforcement, Drainage.

ملخص

يتضمن تحليل استقرار المنحدر ، بالإضافة إلى معرفة الموقع ، واختيار الخصائص الميكانيكية والهيدروليكية للتربة ، حساب الاستقرار. إحدى المشاكل الرئيسية في الهندسة الجيوتقنية ، خاصة في مجال البيانات المحدودة أو غير المعروفة ، هي تقدير هذا الاستقرار فيما يتعلق بخطر الفشل. إن الطبيعة الجيولوجية للأرض هي أحد العوامل الرئيسية وراء ظهور هذه الظواهر ، مثل الماء والمنحدر.

خصائص التربة معقدة ومتغيرة في المكان والزمان. ونتيجة لذلك ، غالبًا ما تكون المعلمات التي يجب إدخالها في الحسابات الجيوتقنية غير مفهومة جيدًا. الهدف من هذا العمل هو السماح لنا بتحديد المفاهيم الأساسية و المفاهيم المتعلقة بمسألة الانهيارات الأرضية وطرق الحساب وطرق الدمج المستخدمة.

الكلمات المفتاحية: الاستقرار ، المنحدر ، الانزلاق ، الجيوتقنية ، التعزيز ، التعزيز ، الصرف

Sommaire

Dédicaces

REMERCIEMENTS

Résumé

Abstract

ملخص

Introduction Générale page 1

Introduction

Chapitre I Etude de la stabilité des talus

I.1. Propriétés physico-mécanique des roches.....	4
I.2. Propriétés physiques des roches	4
I.2.1. La porosité	4
I.2.2. La masse volumique	4
I.2.3. La teneur en eau.....	5
I.2.4. Le degré de saturation	5
I.3. Propriétés mécaniques des roches	5
I.3.1. La résistance à la compression	5
I.3.2. La résistance à la traction	5
I.3.2.1. Traction direct.....	5
I.3.2.2. Traction indirecte (Essai brésilien).....	8
I.3.3.1. Cisaillement simple	8
I.3.3.2. Cisaillement par torsion.....	9
I.3.3.3. Cisaillement par compression.....	9

Chapitre II : Classification des mouvements de terrains

II.1. Glissement de terrain.....	11
II.1.1. Les glissements de terrain.....	11
II.1.2. Glissements rotationnels	13
II.1.3. Glissements plans	13
II.2. La solifluxion.....	14
II.3. Le fluage	14
II.4. Le fauchage.....	16
II.5. Les mouvements rapides.....	16

II.6. Les chutes de blocs et écoulements de masses	
II.7. Les coulées boueuses	17
II.8. Caractéristiques d'un glissement de terrain.....	17
II.9. Les éléments morphométriques et morphologiques composant un glissement de terrain	18
II.10. Les facteurs d'instabilités.....	20
II.11. Facteur aggravant.....	22
II.11.1. Activité anthropique	22
II.11.2. Fortes précipitations/fonte des neiges.....	22
II.11.3. L'activité tectonique récente à actuelle.....	23
II.12. Quelques exemples de glissement à travers le territoire algérien.....	24
II.13. Conclusion	25

Chapitre III Méthodes de calcul de la stabilité des talus

III.1. Introduction	27
III.2. Définition du coefficient de sécurité.....	27
III.3. Hypothèses et méthodes calcul de stabilité des pentes.....	28
III.3.1. Définition du coefficient de sécurité	
III.3.2. Méthode de calcul	
III.3.2.1.Méthodes d'équilibres limite	
III.3.2.2.Méthode de calcul en rupture plane	30
III.3.2.3.Méthodes classiques pour l'analyse de la stabilité	32
III.3.2.4.Méthodes de l'équilibre des moments.....	33
A) Méthode générale des tranches pour une surface de rupture circulaire... 33	
B) Méthode de Fellenius (ou Méthode Suédoise)	35
C) Méthode de Bishop (1955).....	37
D) Méthode de Bishop simplifiée.....	40
III.3.2.5.Méthode numérique	42
III.4. Conclusion	42

Chapitre IV : Confortement des glissements

IV.1. Introduction	44
IV.2. Principales techniques de confortement.....	44
IV.3. Modification géotechnique.....	44

IV.3.1. Les remblais de pieds	44
IV.3.2. Allégement en tête.....	45
IV.3.3. Le reprofilage.....	45
IV.3.4. La purge.....	46
IV.3.5. La substitution totale ou partielle	47
IV.4. Dispositif de drainage.....	48
IV.4.1. Collecte et canalisation des eaux de surface	49
IV.4.2. Tranchés drainants.....	49
IV.4.3. Masque et éperons drainants.....	50
IV.4.4. Drains subhorizontaux.....	50
IV.4.5. Drains verticaux.....	51
IV.5. Les confortements mécaniques.....	51
IV.5.1. Ouvrage de soutènement.....	51
IV.5.2. Tirants d'ancrages.....	52
IV.5.3. Clous et micros pieux	55
IV.5.4. Pieux.....	56
IV.6. Conclusion.....	57

Chapitre V Description des solutions techniques proposées

V.1. Description des solutions de base utilisée en Algérie «Autoroute est ouest»..	59
V.2. Description de la solution variante proposée.....	61
V.2.1. Géocomposite de drainage.....	61
V.2.2. Avantages du géocomposite de drainage.....	61
V.2.3. Géosynthétique alvéolaire.....	64
V.2.4. Résultats de la mise en œuvre de la solution géosynthétique.....	65
V.2.5. Description des solutions de base utilisée en Algérie.....	66
V.2.5.1. Terrassement.....	66
V.2.5.2. Confortement par ouvrages souples.....	66
V.2.5.3. Renforcements horizontaux.....	67
V.2.6. Stabilité des pentes.....	69
V.2.7. Traitement du glissement.....	69
V.2.8. Gestion des eaux internes.....	69
V.2.9. Gestion des eaux de surface.....	70
V.2.10. Murs de soutènement et drainage amont.....	71
V.3. Exemples de protection du talus à Tiaret	74

Conclusion générale	78
Bibliographie	81
Annexes	84

Liste des figures

Figure I.1. Dispositif expérimental (Essai Brésilien).....	6
Figure I.2. Traction indirect (Essai Brésilien).....	7
Figure I.3: Photo montrant les fissures de traction	8
Figure II.1: Glissement de terrain a Taiwan	12
Figure II.2 : Glissement de terrain.....	13
Figure II.4: Le phénomène de fluage.....	14
Figure II.5: Fauchage dans la vallée de la Jogne (Broc, FR).....	16
Figure II.6: Chute de blocs	
Figure II.7: coulée de boue du plateau d'assy.....	17
Figure II.8: Bloc diagramme représentant le mouvement de versant idéal.....	18
Figure II.9: Description des éléments morphométriques morphologiques composant un glissement de terrain	20
Figure II.10: Glissement de terrain à Dargaina Ait Smail.....	24
Figure II.11: Glissement Tala Méhalef TIZI OUZOU	25
Figure III.1. Surface de rupture.....	27
Figure III.2 : pente infinie de surface de rupture plane	31
Figure III.3: La masse du talus découpé en tranches.....	33
Figure III.4: La représentation des forces sur une tranche dans la méthode de Fellenius.....	36
Figure III.5 : Représentation des forces inter-tranchent sur une tranche.....	38
Figure III.6: La représentation des forces sur une tranche dans la méthode de Bishop	
Figure IV.1 : le chargement en pieds (butée)	45
Figure IV.2 : L'allègement en tête.....	45
Figure IV.3 : le re profilage.....	46
Figure IV.4 : La purge	47
Figure IV.5 : Substitution totale des matériaux glissés.....	48
Figure IV.6 : Drains subhorizontaux	48
Figure IV.7 : coupe d'une tranchée drainante	48
Figure IV.8 : Drainage vertical	48
Figure IV.9 : Galerie drainante	48
Figure IV.10: Drains subhorizontaux	50
Figure IV.11: Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée.....	52
Figure IV.12 :Ouvrage souple, en gabion.....	53

FigureIV.13 : Ouvrage souple, en géotextile Sidi Younes Ouzellaguene, Bejaia.....	53
Figure IV.14 : Dispositif d'un tirant d'ancrage.....	54
Figure IV.15: Renforcement par ancrage.....	55
Figure IV.16 : clouage par des pieux	56
Figure V.1 Structure du géocomposite de drainage.....	61
Figure V.2 Schéma de principe du géocomposite.....	62
Figure V.3 Comparaison avec ou sans géocomposite sur talus.....	62
Figure V.4. Mise en œuvre du géocomposite de drainage.....	63
Figure V5 : Exemple de drainage.....	63
Figure V.6 Structure du géosynthétique alvéolaire	64
Figure V.7 Le géosynthétique mis enœuvre	64
Figure V.8 Les talus marneux après traitement par les géosynthétiques.....	65
Figure V.9: Travaux de terrassement	66
Figure V.10: Mur gabion	67
Figure V.11 : Utilisation des nappes de géosynthétiques pour le renforcement des murs de soutènement.....	68
Figure V.12: Renforcement par pneu sol.....	69
Figure V.13 Structure et dimension de la tranchée drainante.....	70
Figure V.14 Structure du géocompositeStabilineralveo.....	71
Figure V.15. Mise en œuvre du géocomposite étanche.....	71
FigureV.16 Mise en œuvre du géocomposite de drainage équipé de mini-drains.....	72
Figure V.17 Ouvrage achevé.....	73
Figure V.18 Ouvrage achevé avec la végétalisation.....	73

Liste des photos

Photo V.1 : Stabilité du talus par terrassement de banquettes « autoroute est ouest »...	59
Photo V.2: Stabilité du talus par terrassement de banquettes « autoroute est ouest »...	60
Photo V.3: Stabilité du talus parement Atalus « autoroute est ouest ».....	60
Photo V.4 : Stabilité du talus par un mur en maçonnerie « entrée de la ville de Tiaret »	74
Photo V.5 : Stabilité du talus par un arrangement de pierres	
Commune de Tagdempt « TIARET ».....	74
Photo V.6 : Protection du talus de la route par système de gabionnage « TIARET ».	75
Photo V.7 : Différents systèmes de protection du talus de la route « Guertoufa ».....	76

Liste des tableaux

Tableau I.1. Classification des roches en fonction de la résistance à la compression...	5
Tableau I.2. Classification des roches en fonction de la résistance à la traction.....	7
Tableau III.1 Choix du coefficient de sécurité	28
Tableau IV.1 : Le rôle de l'eau dans le mécanisme des mouvements de terrain (Terzaghi, 1950 et Bombard, 1968).....	49

Introduction Générale

1.1. Introduction

Les problèmes de stabilité de pente se rencontrent fréquemment dans la construction des routes, des canaux, des digues et des barrages. Cependant, certaines pentes naturelles sont ou peuvent devenir instables.

Ils se développent dans un massif de sols meubles ou de roches tendres et se produisent dans des circonstances très variées, affectant les ouvrages construits par l'homme (déblais et remblais) ou tout simplement, des pentes naturelles.

La nature géologique des terrains est un des principaux facteurs d'apparition de ces phénomènes tout comme l'eau et la pente.

Lorsque les talus ou les pentes ont des grandes hauteurs, l'instabilité constitue un risque élevé. Une rupture peut dans ce cas être catastrophique et provoquer des pertes en vies humaines ainsi que des dégâts matériels considérables.

En règle générale, les mécanismes de rupture sont schématisés par le glissement d'un bloc sur une surface de rupture plane ou cylindrique.

La rupture par glissement d'un talus, se manifeste habituellement par un déplacement en bloc d'une partie du massif. L'analyse de la stabilité des talus, est l'un des importants problèmes en géotechnique. L'estimation de la sécurité réelle, vis-à-vis du risque de rupture, est une question complexe, surtout dans le domaine des données limitées ou peu connues.

L'étude d'un talus comporte, outre la connaissance du site (la géométrie, les surcharges au sommet et au pied, et les effets dynamiques ou sismiques), le choix des caractéristiques hydrauliques et mécaniques des sols, mais aussi un calcul de stabilité pour déterminer d'une part la courbe de rupture le long de laquelle le risque de glissement est élevé, d'autre part la valeur correspondante du coefficient de sécurité.

Le problème réside dans la détermination de la surface critique de rupture et le Facteur de sécurité correspondant (F).

L'estimation de la sécurité réelle vis-à-vis du risque de rupture est une question complexe surtout dans le domaine des données limitées ou peu connues.

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

Ce travail est organisé en cinq chapitres :

Après une introduction générale, nous avons passé en revue dans le premier chapitre

l'étude de la stabilité des talus, Le deuxième chapitre traite la Classification des mouvements de terrains, Le troisième chapitre présente les méthodes de calcul de la stabilité des talus, Nous avons abordé dans le quatrième chapitre le Confortement des glissements, Le cinquième Chapitre est consacré à la Description des solutions techniques proposées, Enfin une conclusion générale..

Chapitre I
Etude de la stabilité
des talus

Chapitre I Etude de la stabilité des talus

I.1. Propriétés physico-mécanique des roches

Les propriétés physico-mécaniques et technologiques des roches ont une grande influence sur la stabilité des terrains. Parmi les propriétés physiques, les plus importantes sont : la masse volumique, la porosité et l'humidité. Les propriétés mécaniques sont : la résistance au cisaillement, la résistance à la traction et la résistance au cisaillement, l'angle de frottement interne et la cohésion.

I.2. Propriétés physiques des roches

I.2.1. La porosité :

C'est le rapport du volume des vides V_v de la roche au volume total V_t :

$$P = \frac{V_v}{V_t} \cdot 100 \quad (I.1)$$

Selon la porosité, les roches sont classées en :

Roches de faible porosité : $0 < p < 5 \%$

Roches de porosité moyenne : $5 < p < 10 \%$

Roches de porosité élevée : $10 < p < 20 \%$

Roches de grande porosité : $p > 20 \%$

I.2.2. La masse volumique :

C'est la masse de l'unité de volume de la roche (g/cm^3). Suivant l'état du matériau, on définit : ρ_s la masse volumique absolue ou masse volumique du solide, ρ_h la masse volumique naturelle, ρ_d la masse volumique sèche et ρ_{sat} la masse volumique saturée.

$$\rho_s = \frac{M_s}{V_s} \quad \rho_d = \frac{M_s}{V_t} \quad \rho_h = \frac{M_h}{V_t} \quad \rho_{sat} = \frac{M_{sat}}{V_t} \quad (I.2)$$

avec : M_s : masse du matériau sec ; g

V_s : volume des grains après broyage ; cm^3

V_t : volume de l'échantillon ; cm^3

M_h : masse naturelle ; g

M_{sat} : masse de l'échantillon saturée ; g.

ρ_d dépend de la porosité de la roche, par contre ρ_s ne dépend que de la minéralogie.

I.2.3. La teneur en eau :

C'est le rapport de la masse d'eau M_w , à la masse du solide sec.

$$W = \frac{M_w}{M_s} = \frac{M_{sat} - M_s}{M_s} \quad (I.3)$$

I.2.4. Le degré de saturation :

C'est le rapport du volume de l'eau contenue dans l'échantillon au volume des vides.

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} \cdot 100 \quad (I.4)$$

V_w : volume de l'eau dans l'échantillon, cm^3

V_v : volume des vides, cm^3

I.3. Propriétés mécaniques des roches

I.3.1. La résistance à la compression

On appelle résistance à la compression (notée σ_c) la contrainte maximale supportée par l'échantillon avant la rupture lors d'un essai de compression. Elle est donnée par la formule

suivante :

$$\sigma_c = \frac{F}{S} \quad (I.5)$$

F : effort (charge) maximale atteinte (juste avant la rupture) ; Kgf

S : section ou surface sur laquelle on applique l'effort F ; cm^2

Roches	Faiblement résistantes	moyennes	résistantes	Très résistantes
σ_c (MPa)	< 5	20	60	> 100

Tableau I.1. Classification des roches en fonction de la résistance à la compression

I.3.2. La résistance à la traction

I.3.2.1. Traction direct :

En soumettant une éprouvette cylindrique à une traction uniaxiale, la résistance à la traction simple est égale à la contrainte limite de traction qui produit la décohésion des

échantillons des roches massives

$$R_t = \frac{P_{\max}}{A_0} \quad (I.6)$$

P_{\max} : valeur finale atteinte par l'effort appliqué ; Kgf

A_0 : surface transversale ; cm^2

I.3.2.2. Traction indirecte (Essai brésilien)

C'est l'essai de traction le plus commun pour les roches ; Pour réaliser cet essai, on utilise une éprouvette de longueur à peu près égale au diamètre. L'éprouvette est placée entre les plateaux de la presse puis elle est chargée. La contrainte de traction est donnée par la relation suivante:

$$R_t = \frac{2.F_{\max}}{\pi.D.L} \quad [\text{MPa}] \quad (\text{I.7})$$

Avec : F_{\max} : la charge maximale appliquée ;

D et L : dimensions de l'éprouvette cylindrique.



Figure I.1. Dispositif expérimental (Essai Brésilien)

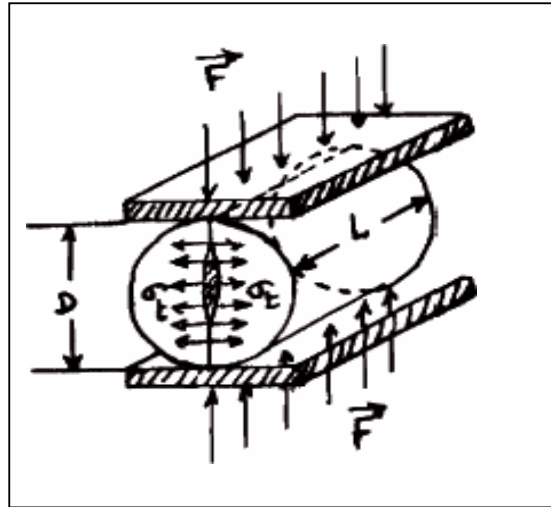


Figure I.2. Traction indirect (Essai Brésilien)

Le tableau I.2. Donne une classification des roches en fonction de leur résistance à la traction :

Tableau I.2. Classification des roches en fonction de la résistance à la traction.

Roches	Faiblement Résistantes	Moyennes	Résistantes	Très résistantes
R_t (MPa)	0,40	1,50	4,00	> 20

Notons que la résistance à la traction d'une roche est très faible par rapport à sa compression à cause des surfaces d'affaiblissement structurales qu'elle renferme.

On peut déterminer la résistance à la traction en fonction de la résistance à la compression, par la relation suivante :

$$R_t = (0,08 \div 0,12) \times R_c \quad (I.8)$$



Figure I.3: Photo montrant les fissures de traction

I.3.3. La résistance au cisaillement

La résistance au cisaillement représente la contrainte tangentielle limite avant la rupture dans un essai de cisaillement.

On distingue :

- Cisaillement simple
- Cisaillement par torsion
- Cisaillement par compression

I.3.3.1. Cisaillement simple :

La résistance au cisaillement est définie par la relation suivante :

$$R_t = \frac{P_{\max}}{S} \quad (I.9)$$

Avec

P_{\max} : effort tangentielle entraînant la rupture

S : Surface sur laquelle on applique l'effort P.

I.3.3.2. Cisaillement par torsion :

Dans ce cas, l'échantillon de forme cylindrique est soumis à un couple de torsion. Ce dernier va engendrer des contraintes de cisaillement sur chaque section transversale. Quand ces contraintes atteignent une valeur critique, elle nous donne la résistance de cisaillement par torsion définie par la formule suivante :

$$R_t = \tau_{\max} = \frac{M_t}{W} \quad (I.10)$$

M_t : couple de torsion

W : moment résistant

I.3.3.3. Cisaillement par compression :

On applique un effort de compression F incliné avec un angle α par rapport à la surface de cisaillement. La contrainte transmise par l'échantillon se décompose en une composante normale (σ_n) et une composante tangentielle (τ) ; quand cette dernière atteint une certaine valeur, l'échantillon se rompt. Cette valeur critique est la résistance au cisaillement par compression de la roche. Les deux contraintes sont définies par les formules suivantes :

$$\tau = \frac{P \cdot \cos \alpha}{S} \quad \sigma = \frac{P \cdot \sin \alpha}{S} \quad (I.11)$$

Chapitre II
Classification des
mouvements de
terrains

Chapitre II : Classification des mouvements de terrains

Les mouvements de terrain les plus fréquents sont classés en :

- Glissements.
- Coulées.
- Ecoulement.
- Fluages.

II.1. Glissement de terrain

Un glissement de terrain est un phénomène géologique regroupant un ensemble de déplacements, plus ou moins brutaux du sol ou du sous-sol sur un plan de glissement incliné. Ils résultent le plus souvent d'une rupture par cisaillement à la limite inférieure de la masse en mouvement. Après la mise en mouvement la masse conserve globalement sa consistance et sa physionomie. Elle est donc toujours reconnaissable, ce qui permet de différencier les glissements de terrain des coulées de boue qui n'ont pas de forme propre. Les déplacements peuvent être lents (quelques millimètres par an) ou très rapides (quelques centaines de mètres par jour), en fonction des mécanismes initiateurs, des matériaux considérés et de leur structure.



Figure II.1: Glissement de terrain a Taiwan

II.1.1. Les glissements de terrain

Ils correspondent à des mouvements de terrain plus ou moins rapides entraînant un déplacement de matériaux. Les glissements sont dits superficiels lorsque peu de matière est entraînée (ravine par exemple), ou profonds lorsque les volumes sont plus importants.

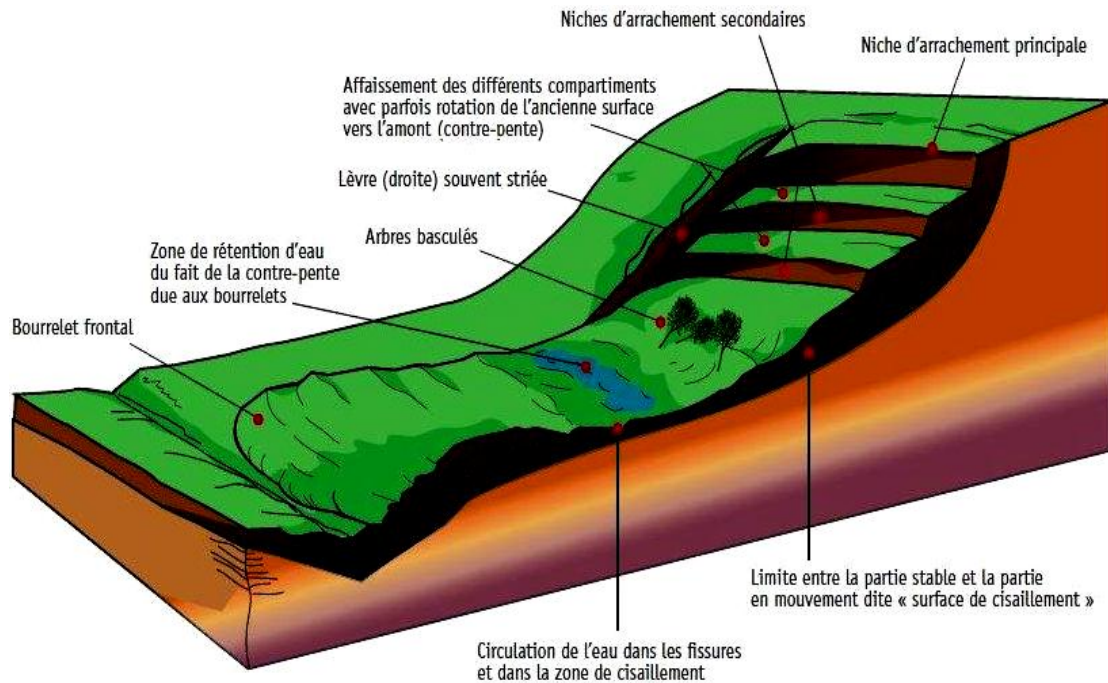


Figure II.2 : Glissement de terrain

Les glissements simples sont assimilables à des mouvements de type rotationnel ou plan.

II.1.2. Glissements rotationnels

Ils sont caractérisés par un basculement de la masse glissée, le long d'une surface de rupture dont la forme est parfois assimilable à un cylindre, à directrice circulaire, c'est le cas en particulier des ruptures de remblais sur sols mous et de déblais en sols homogènes.

II.1.3. Glissements plans

Ils se produisent lorsqu'existe une surface topographique pouvant guider une rupture plane : couche de caractéristiques médiocres, contacte manteau d'altération – substratum. On en verra une application dans le cas des versants naturels.

Lorsque le sol est hétérogène, ou anisotrope, il peut y avoir formation de glissement « complexe », dont certaines parties correspondent à des mouvements rotationnels et d'autres à des mouvements plans. C'est le cas, en particulier, des remblais sur versant.

II.2. La solifluxion

C'est la descente, sur un versant, de matériaux boueux ramollis par l'augmentation de leur teneur en eau liquide. Quand l'eau liquide provient du dégel on parle de gélifluxion. Pendant la saison chaude la couche en surface (ou couche active) se met à fondre et glisse littéralement sur la couche inférieure solidifiée par le gel à une vitesse de 0,5 à 1,5 cm par an.

Les dépôts en bas des pentes qui résultent de la solifluxion sont appelés colluvions.



Figure II.3: Ce relief qui ressemble à une plage surélevée à Rhossili (Pays de Galles), est en fait une terrasse de solifluxion

II.3. Le fluage

Il est caractérisé par des mouvements lents et continus. Il est difficile de mettre en évidence une surface de rupture. Le mouvement se produit généralement sans modification des efforts appliqués (contrairement aux glissements), en fait le matériau est sollicité à un état proche de la rupture. Ce type de mouvement peut soit se stabiliser, soit évoluer vers une rupture.

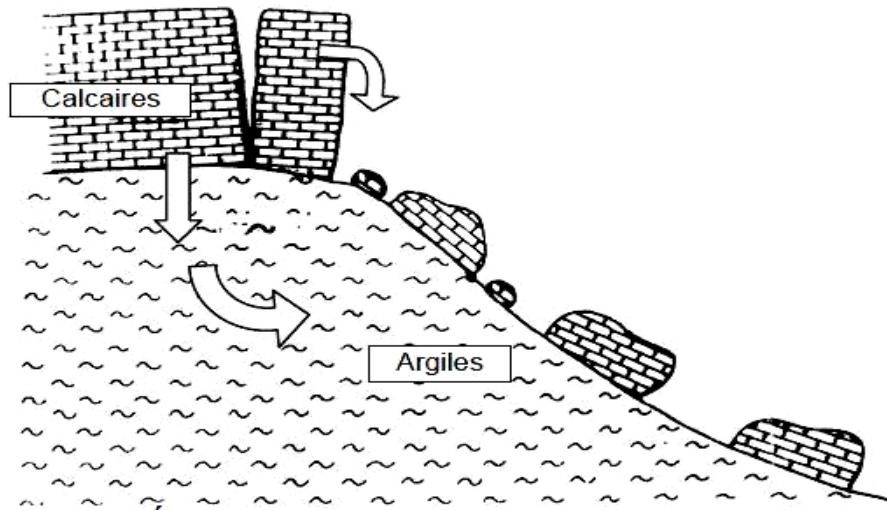


Figure II.4: Le phénomène de fluage

II.4. Le fauchage

C'est un mouvement lent qui affecte des roches stratifiées redressées à la verticale, et entraîne un basculement vers l'aval des têtes de couches sur une épaisseur très variable (quelques mètres à quelques centaines de mètres). Les matériaux se désagrègent et passent à l'état de rocher disloqué puis d'éboulis. Des ruptures brutales peuvent se produire. (Figure II.5).

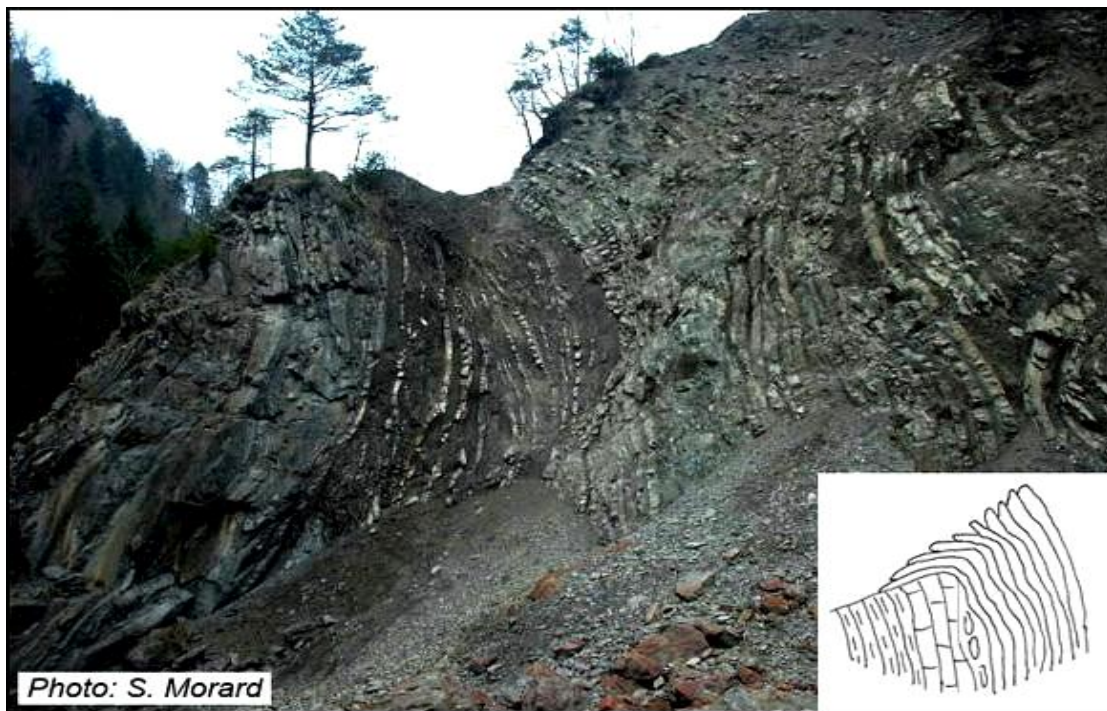


Figure II.5: Fauchage dans la vallée de la Jogne (Broc, FR)

II.5. Les mouvements rapides

Ils se propagent de manière brutale et soudaine. Ils regroupent les chutes de pierres et de blocs et les coulées boueuses.

II.6. Les chutes de blocs et écoulements de masses rocheuses

Les mouvements, à partir d'une falaise ou d'un escarpement rocheux, sont brutaux et rapides. Ils peuvent développer leurs effets sur de grandes distances. Dans le cas d'un éboulement en grande masse, l'interaction des blocs entre eux augmente la distance parcourue (Figure II.6).

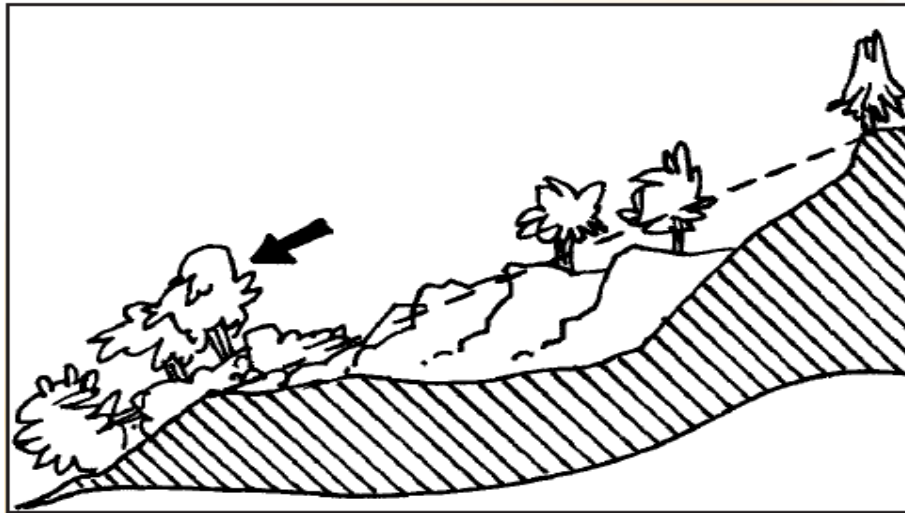


Figure II.6: Chute de blocs

II.7. Les coulées boueuses

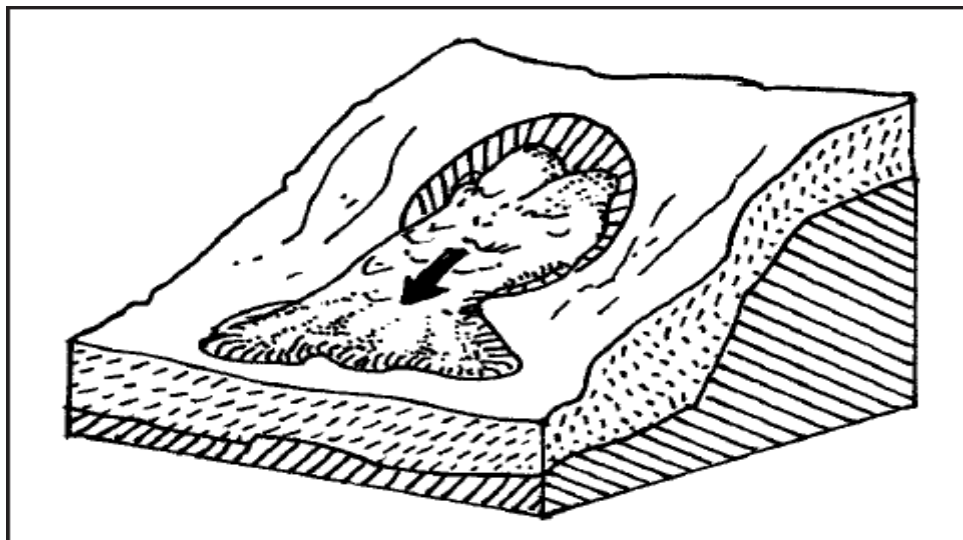


Figure II.7: coulée de boue du plateau d'assy

II.8. Caractéristiques d'un glissement de terrain

Lors de ses travaux pour l'UNESCO, Varnes en 1978 a élaboré un bloc diagramme idéal mettant en exergue les caractéristiques d'un glissement de terrain complexe. On y observe une surface de rupture très nette le long de laquelle les matériaux impliqués dans le glissement de terrain se déplacent au-dessus de matériaux que le phénomène n'affecte pas.

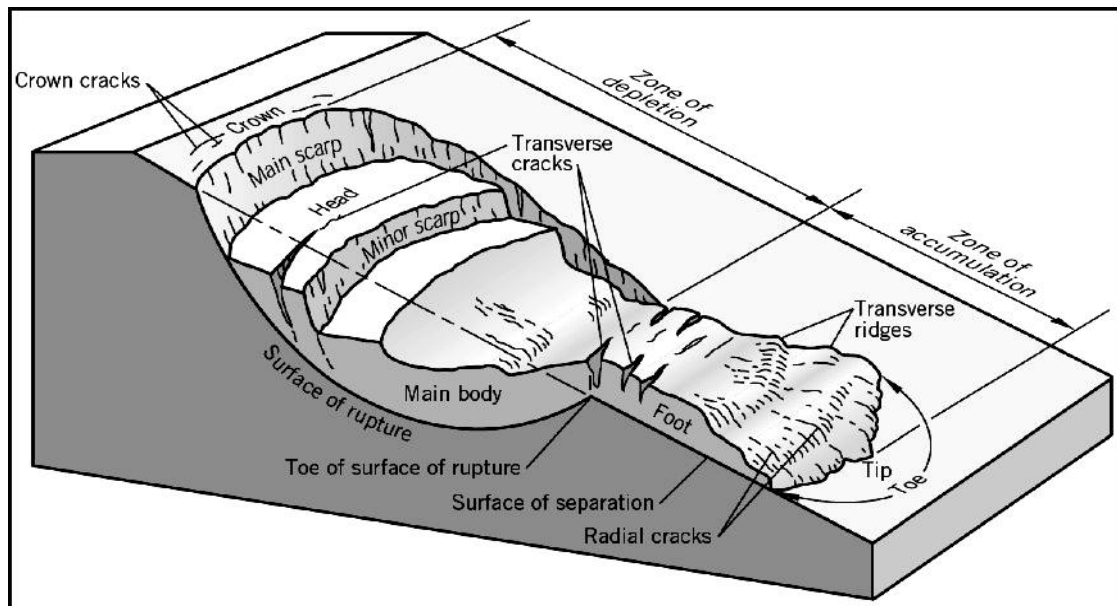


Figure II.8: Bloc diagramme représentant le mouvement de versant idéal

II.9. Les éléments morphométriques et morphologiques composant un glissement de terrain

La commission internationale sur les glissements de terrain a défini l'ensemble des éléments morphométriques et morphologiques composant un glissement de terrain type comme suit :

Couronne : Zone située au-dessus de l'escarpement principal, souvent peu affectée par les désordres. Seule quelques fissures ou crevasses témoignent de la mise en traction des terrains dans cette zone.

Escarpement principal : Surface inclinée ou verticale souvent concave, limitant le glissement à son extrémité supérieure.

Sommet : Limite amont du glissement, ne point le plus élevé où le matériau glissé se trouve en contact avec l'escarpement principal.

Tête : Partie amont de la masse glissée sur l'escarpement principal.

Escarpement secondaire : Cicatrice semblable à l'escarpement principal mais visible dans la masse glissée.

Corps : Partie du matériau glissée au dessus de la surface de glissement en amont du pied de la surface de glissement.

Pied : Partie de la masse glissée en aval du pied de la surface de glissement.

Extrémité aval : Extrémité aval du matériau glissé.

Front : Partie la plus aval du matériau glissé, en général de forme convexe.

Surface de glissement : Prolongation en profondeur de l'escarpement principal au-dessous de la masse glissée.

Pied de la surface de glissement : L'intersection aval de la surface topographique initiale et la surface de glissement.

Surface de séparation : Surface séparant la masse glissée des terrains en place, partie de la surface de glissement.

Matériau glissé : Matériau qui a glissé, partie d'un glissement de terrain.

Zone d'affaissement : Zone d'un glissement de terrain où la masse glissée est au-dessous de la surface topographique originale.

Zone d'accumulation : Zone d'un glissement de terrain où la masse glissée est au-dessus de la surface topographique originale.

Niche d'arrachement : Volume situé au-dessus de l'escarpement principal et la masse affaissée et au-dessous de la surface topographique originale.

Masse affaissée : Partie de la masse glissée recouvrant la surface de glissement, qui est située au-dessous de la surface topographique originale.

Accumulation : Partie de la masse glissée qui est située au-dessus de la surface topographique originale.

Flanc : Limite latérale du glissement prolongeant l'escarpement principal. Le flanc droit est à droite quand les flancs sont vus de la couronne.

Longueur de la surface de rupture (L_r) : Distance entre le front de la surface de rupture et la couronne.

Longueur de la masse glissée (L_d) : Distance entre le sommet et l'extrémité aval.

Longueur totale (L) : Distance entre la couronne et le front de la masse glissée.

Largeur de la surface de glissement (W_r) : Distance maximum entre les flancs.

Largeur de la masse glissée (D_r) : Largeur maximum de la masse glissée dans une direction perpendiculaire à la longueur L_d .

Profondeur de la surface de rupture (D_r) : Distance entre la surface de rupture et la surface topographique originale.

Profondeur de la masse glissée (D_d) : Profondeur de la masse glissée dans une direction perpendiculaire à la longueur L_d .

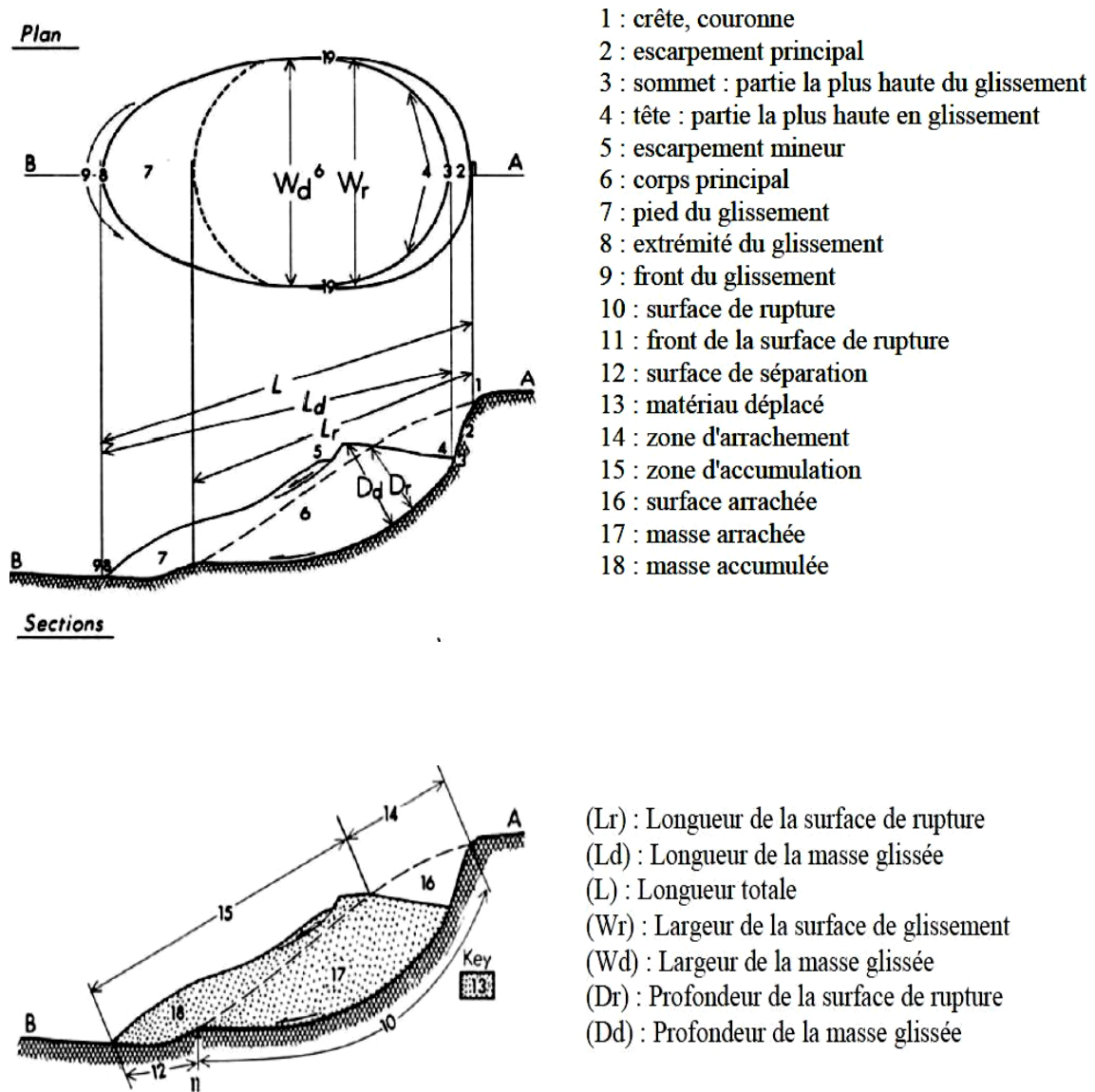


Figure II.9: Description des éléments morphométriques morphologiques composant un glissement de terrain

II.10. Les facteurs d'instabilités

Très souvent, les glissements de terrains sont déclenchés par un ensemble de facteurs divers. Certaines conditions doivent être réunies pour menacer la stabilité d'un versant. A celles-ci viennent s'ajouter un ou plusieurs mécanismes déclencheurs.

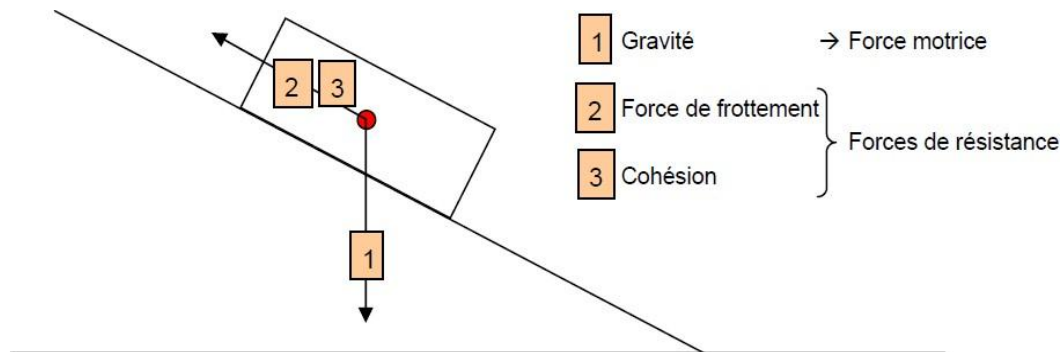
Dans les terrains inclinés, le sol a tendance à glisser vers l'aval. L'ampleur de ce phénomène est principalement déterminée par trois forces :

Gravité : force qui entraîne la matière vers le centre de la terre ; dépend de la pente du terrain.

Force de frottement : force qui freine une couche de terrain meuble ou de roche par frottement contre la couche sous-jacente.

Force de cohésion : force qui repose sur l'attraction des particules du sol entre elles et de l'attraction entre ces particules et l'eau stockée dans le sol.

Plus la gravité (pente) est forte et plus les forces de résistances sont faibles (force de frottement et de cohésion), plus le versant est instable.



Déclivité : les terrains présentant une déclivité allant de 10 à 40° présentent une probabilité de glissement élevée.

Erosion : l'altération tendent à faire disparaître les sols superficiels et mettent à nu les couches sous-jacentes. L'infiltration renforcée et la teneur en eau des horizons profonds augmentent, alors la force de frottement et la cohésion sont réduites.

Végétation : une pente peut être fortement déstabilisée en cas de disparition soudaine de la végétation suite à un incendie de forêt, à une tempête ou à la sécheresse.

II.11. Facteur aggravant

II.11.1. Activité anthropique

Celles-ci peuvent avoir une forte influence sur la stabilité d'une pente. En voici quelques exemples :

- Construction d'infrastructures ou de bâtiments : augmente le poids qui repose sur la pente et la force de gravité. La stabilité peut être fortement réduite si des constructions sont érigées au bas du versant avec une excavation dans le pied du glissement (suppression de butée).
- Arrosage et irrigation.
- Défrichage : entraîne de dépérissement des racines des arbres, qui ne peuvent plus jouer leur rôle stabilisateur.

- Ecoulement d'eau : le compactage et l'imperméabilisation des sols peuvent modifier les conditions d'écoulement dans une pente.
- Pente artificielles : si la structure interne d'une pente est modifiée alors les conditions de stabilité peuvent être fortement altérées.

Un mécanisme déclencheur est nécessaire pour qu'une masse se mette en mouvement. Les principaux mécanismes déclencheurs sont cités ci-dessous.

II.11.2. Fortes précipitations/fonte des neiges

Lorsqu'une quantité importante d'eau s'infiltré dans le sol, la force de cohésion et la force de frottement peuvent diminuer en raison de poussée verticale, ce qui peut entraîner un glissement de terrain. Lorsque, en plus de cela, la quantité d'eau qui pénètre dans la pente est supérieure à la quantité d'eau qui s'en écoule, une pression interstitielle se forme. Cette pression peut entraîner un glissement de terrain subit. Les apports d'eau sont généralement considérables lorsqu'une fonte des neiges importante s'ajoute à de fortes précipitations.

II.11.3. L'activité tectonique récente à actuelle

Elle peut conditionner ou déclencher un mouvement de masse au niveau de la zone de broyage des failles (cisaillements et/ou décrochements) formée de matériaux fragilisés. L'occurrence des mouvements de masse se trouve généralement accentuée à proximité des résurgences.

II.12. Quelques exemples de glissement à travers le territoire algérien

Glissement de Darguina (Bejaia)

La daïra de Darguina, est devenue ces dernières décennies le théâtre de différents glissements de terrain qui menacent continuellement la population.



Figure II.10: Glissement de terrain à Darguina Ait Smail

Glissement à Tizi Ouzou

Un gigantesque glissement de terrain menace sérieusement une dizaine de demeures au village Tala Alam, au lieu dit Tala Méhalef, à 2 km à l'ouest de Tizi Ouzou.



Figure II.11: Glissement Tala Méhalef TIZI OUZOU

II.13. Conclusion

Dans ce chapitre on a vu que les mouvements de terrain sont des ennemis redoutables, on ne peut pas les prévoir, ils sont violant représentant un danger pour l'environnement, la vie humaine et les biens matériels. Et on peut distinguer deux types de mouvements bien distincts ceux qui sont les mouvements lents et ceux qui sont rapides.

Les mouvements lents peuvent se produire d'une manière progressive et lente mais leur conséquences sont brutales, les dommages sont directs. Les mouvements rapides se distinguent par contre par leur frappe brusque et immédiate, et sont considérés comme un risque très dangereux pour l'homme.

Ces phénomènes ne se produisent pas sans cause, et les causes sont multiples : causes naturelles tels : le séisme, la pluviométrie très forte et la nature du sol, etc. ou humaines comme le déboisement, les terrassements, etc.

Chapitre III
Méthodes de calcul de
la stabilité des talus

Chapitre III Méthodes de calcul de la stabilité des talus

III.1. Introduction:

Les méthodes de calcul de stabilité des terrains sont basées sur la constatation suivante : lorsqu'il y a glissement de terrain, il y a séparation d'une masse du sol du reste du massif et son glissement se fait suivant une surface de rupture. Ayant défini une surface de rupture "S", on étudie la stabilité de la masse (1) mobile par rapport au massif (2) qui est fixe (figure III.1)

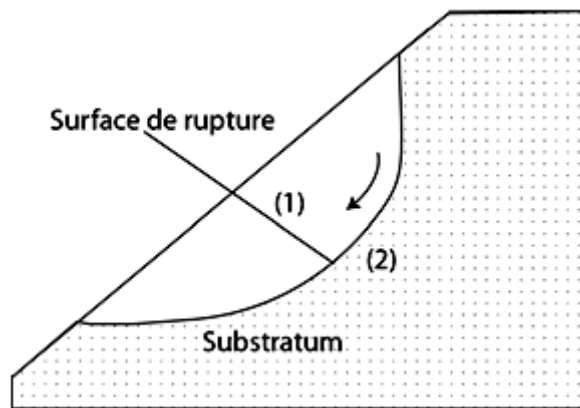


Figure III.1. Surface de rupture

III.2. Définition du coefficient de sécurité

Le calcul de la stabilité des talus est généralement estimé à l'aide d'un coefficient appelé : coefficient de sécurité F_s . Ce coefficient est défini comme étant le rapport du moment par rapport à un point fixe de la résultante des forces résistantes au glissement aux forces provoquant le glissement.

$$F_s = \frac{\sum \text{Moments des forces résistant au mouvement}}{\sum \text{Moments des forces provoquant le mouvement}} \quad (\text{III.1})$$

Théoriquement, le talus est dit stable si $F_s > 1$. L'état d'équilibre limite (rupture) est obtenu lorsque $F_s = 1$. Mais dans la pratique, le coefficient F_s est compris entre 1,15 et 1,30 .

Tableau III.1 Choix du coefficient de sécurité

F_S	Etat de l'ouvrage
$1 > F_S$	danger
$1 : 1,25$	Sécurité contostable
$1,25 : 1,4$	sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants Sécurité contestable pour les barrages. Ou bien quand la rupture serait catastrophique
$F_S > 1,4$	satisfaisante pour les barrages

III.3. Hypothèses et méthodes calcul de stabilité des pentes

Une fois la géométrie et les conditions du sol d'une pente ont été déterminées, la stabilité des pentes peut être évaluée. Les principaux objectifs d'une analyse de stabilité de pentes incluent l'évaluation du risque de rupture à travers le calcul du facteur global de sécurité pour une pente d'une part, et de localiser le long de la surface à potentiel de glissement les zones à fort potentiel rupture d'autre part.

III.3.1. Définition du coefficient de sécurité

L'analyse courante de la stabilité consiste, sur la base d'une description la pente en coupe transversale détaillé, à étudier les conditions d'équilibre de la masse de sol, supposée monolithique, délimitée par une surface de rupture et soumise aux efforts suivants :

Poids propre du massif, Réactions du sol en place le long de la surface de rupture, Pressions interstitielles, Chargements extérieurs éventuels.

En un point de la surface de rupture potentielle, le coefficient de sécurité est défini comme le rapport de la résistance au cisaillement du sol τ_{max} à la contrainte de cisaillement τ s'exerçant réellement sur la surface :

$$F_S = \frac{\tau}{\tau_d} \quad (III.2)$$

τ : résistance au cisaillement du sol.

τ_d : contraintes de cisaillement s'exerçant le long de la surface.

La contrainte de cisaillement d'équilibre est la contrainte de cisaillement nécessaire pour maintenir la pente juste stable ; l'équation (III.2) peut être exprimée comme :

$$\tau_d = \frac{\tau}{F_s} \quad (\text{III.3})$$

III.3.2. Méthode de calcul :

La stabilité de pentes est habituellement analysée par des méthodes d'équilibre limite. Ces méthodes de calcul supposent que le terrain se comporte comme un solide qui obéit aux lois classiques de la rupture par cisaillement. Pour évaluer la stabilité des pentes par une méthode d'équilibre limite, il existe plusieurs méthodes linéaires et non linéaires. Les méthodes linéaires sont des méthodes directes de calcul de facteur de sécurité et les méthodes non linéaires nécessitent un processus itératif.

Dans les calculs de stabilité, le choix des caractéristiques mécaniques est fonction du problème lui-même. Mais d'une manière générale on constate que lorsqu'il s'agit de sols argileux, le calcul à court terme conduit au coefficient de sécurité le plus faible. L'expérience montre que c'est souvent juste après la construction que se produisent les glissements dans les sols argileux. On utilisera donc les caractéristiques mécaniques non drainées (C_u, Φ_u). Par contre dans les sols sableux, le calcul à court terme n'a pas de sens car on atteint très rapidement le long terme, On utilisera donc les caractéristiques mécaniques (C_{CD}, Φ_{CD}) ou (C', Φ').

Le sol est un matériau hétérogène possédant des propriétés variables à l'intérieur d'une même masse de sol.

III.3.2.1. Méthodes d'équilibres limite

De manière classique, on définira les conditions d'équilibre limite et on utilisera un coefficient de sécurité. On suppose que l'équilibre limite existe au moment de la rupture le long de la ligne de glissement. L'expérience montre que la zone en équilibre limite forme une bande assez étroite de part et d'autre de la zone de rupture. La stabilité de l'ensemble est donc liée à celle de la bande considérée. Les méthodes de calcul consistent à rechercher la surface le long de laquelle le coefficient de sécurité F est le plus faible.

Hypothèses classiques de la méthode de l'équilibre limite

Il existe une ligne de glissement.

Le sol est considéré comme ayant un comportement rigide plastique avec le critère de Mohr-coulomb

$$\tau = C + \sigma \tan \phi \quad (\text{III.4})$$

La rupture si elle a lieu, se produit en tout point d'une ligne de glissement continue en même temps (pas de rupture progressive).

Si la résistance au cisaillement est exprimée en termes de la contrainte totale, l'équation (III.3) est écrite comme :

$$\tau = \frac{C + \sigma \tan \phi}{F_s} \quad (\text{III.5})$$

$$\tau = \frac{C}{F_s} + \frac{\sigma \tan \phi}{F_s}$$

La résistance au cisaillement (τ_{\max}) est égale à la cohésion non drainée pour les sols fins à court terme. Dans le cas général, elle dépend de la contrainte effective normale σ' selon le critère de rupture de Mohr-Coulomb :

$$\tau_{\max} = C' + \sigma' \tan \phi' \quad (\text{III.6})$$

Et on a :

$$\sigma' = \sigma - u' \quad (\text{III.7})$$

Il est donc nécessaire de faire des hypothèses sur la répartition des contraintes normales σ' . Une façon d'évaluer les contraintes de cisaillement τ consiste à écrire (III.5) qu'elles résultent de l'équilibre limite pour des caractéristiques

$$\tau = \frac{C' + (\sigma - u) \tan \phi'}{F_s} \quad (\text{III.8})$$

III.3.2.2. Méthode de calcul en rupture plane

Pendant longtemps on a préféré croire (par simplicité des calculs) que les surfaces de glissement étaient planes. Or la simple observation sur le terrain prouve que les surfaces sont courbes. Cependant dans des cas particuliers, on peut admettre des rayons de courbure infinis, ce qui nous amène à des glissements plans. Si on considère une pente infinie, la pente est supposée s'étendre infiniment dans toutes les directions et le glissement est supposé se produire le long d'un plan parallèle à la face de la pente. Car la pente est infinie, les contraintes sont les mêmes sur tous les deux plans qui sont perpendiculaires à la pente, comme les plans A-A' et B-B' dans la figure III.2

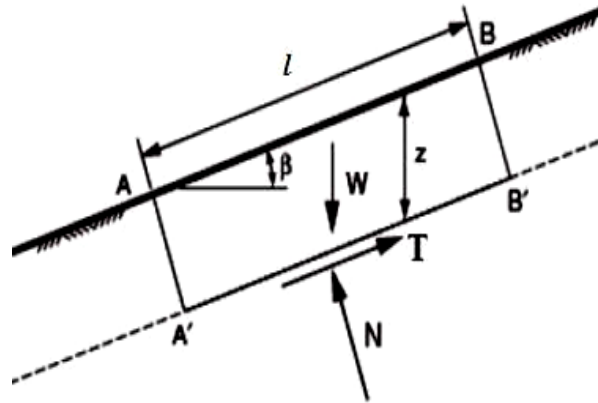


Figure III.2 : pente infinie de surface de rupture plane.

Les équations d'équilibre sont calculées en considérant un bloc rectangulaire comme celui de la Figure III.2. Pour une pente infinie, les forces sur les deux extrémités du bloc seront identiques en amplitude, en sens opposé, et colinéaires. Ainsi, les forces sur les extrémités du bloc équilibrent exactement les uns aux autres et peuvent être ignorés dans l'équilibre des équations. Résumant les forces dans des directions perpendiculaires et parallèles au plan de glissement donne les expressions suivantes pour la force de cisaillement, T, et la force normale, N, sur le plan:

$$\tau = W.\sin b' \quad N = W.\cos b' \quad (\text{III.9})$$

Où b est l'angle d'inclinaison de la pente et du plan de glissement, mesuré par rapport à l'horizontale, et W est le poids du bloc. Pour un bloc de l'unité d'épaisseur dans la direction perpendiculaire au plan de la section transversale dans la Figure III.2, le poids est exprimé en:

$$W = g.l.z.\cos\beta \quad (\text{III.10})$$

Où g est l'unité de mesure du poids total du sol, l la distance entre les deux extrémités du bloc, mesurée parallèlement à la pente, et z la profondeur verticale au plan de cisaillement. En substituant (III.9) dans (III.10) donne:

$$T = g.l.z.\cos\beta.\sin b \quad (\text{III.11})$$

$$N = g.l.z.\cos^2 \beta.v$$

Les contraintes normales et de cisaillement sur le plan de cisaillement sont constants pour une pente de

longueur infinie et sont obtenues en divisant les équations (III.11) par unité de surface du plan ($1 \times 1\text{m}$), pour obtenir:

$$\begin{aligned}\tau &= g.z.\cos\beta.\sin\beta \\ \sigma &= g.z.\cos^2\beta\end{aligned}\quad (\text{III.12})$$

En substituant ces expressions dans l'équation (III.5) pour obtenir la formule du coefficient de sécurité, on trouve :

$$F_s = \frac{C + \gamma.z.\cos^2\beta.\tan\phi}{\gamma.z.\cos\beta.\sin\beta}\quad (\text{III.13})$$

En termes de contraintes effectives :

$$F_s = \frac{C' + (\gamma.z.\cos^2\beta - u)\tan\phi'}{\gamma.z.\cos\beta.\sin\beta}\quad (\text{III.14})$$

Pour un sol purement pulvérulent ($c, c'=0$), le coefficient de sécurité se réduit à

$$F_s = \frac{\tan\phi}{\tan\alpha}\quad (\text{III.15})$$

L'équilibre limite est atteint pour $F_{\min}=1$; soit: $\alpha = \phi$. Ceci exprime bien que l'angle de talus naturel d'un sol pulvérulent est égal à l'angle de frottement interne.

III.3.2.3. Méthodes classiques pour l'analyse de la stabilité :

Il existe plusieurs dizaines de méthodes de calcul de stabilité ayant toutes des avantages et des inconvénients. Aucune n'est parfaite, car aucune ne tient compte de la déformabilité du sol.

Ces méthodes peuvent être classées selon plusieurs critères, dans le présent chapitre ces méthodes seront classées selon la nature des forces considérant dans la vérification de l'équilibre qu'ils soient des forces, des moments ou des forces et des moments en même temps.

III.3.2.4. Méthodes de l'équilibre des moments

Les méthodes qui supposent une surface de rupture circulaire envisagent l'équilibre des moments sur le centre du cercle pour l'ensemble de la masse libre composé de toutes les tranches.

A) Méthode générale des tranches pour une surface de rupture circulaire

Le principe de la méthode consiste à découper le massif situé au dessus de la ligne de rupture en tranches. L'expérience montre qu'il n'est pas nécessaire de prévoir des tranches très minces pour obtenir une précision suffisante. Ces méthodes considèrent une surface de rupture circulaire et sont basées sur l'équilibre des moments sur le centre du cercle.

Se référant à la pente et la surface circulaire de rupture illustré dan la figure III.3, le moment moteur peut être exprimée comme:

$$M = \sum W_i \cdot a_i \quad (\text{III.16})$$

Où W est le poids de la ième tranche et a est la distance horizontale entre le centre du cercle et le centre de la tranche. Les distances vers la crête de la pente, à la droite du centre, sont positives; les distances vers le pied de la pente, à la gauche du centre, sont négatives. Bien que théoriquement, le bras de levier soit mesuré à partir du centre du cercle au centre de gravité de la tranche, un nombre suffisant de tranches permet de considérer les différences entre le centre et le centre de gravité de la tranche sont Négligeables.

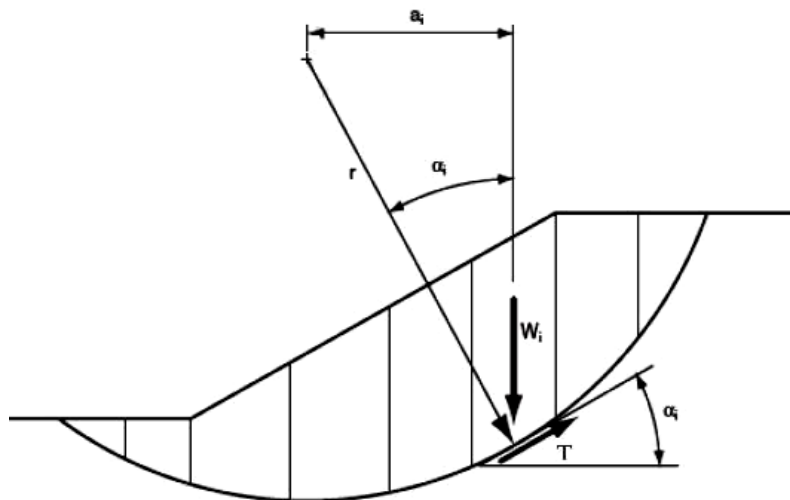


Figure III.3: La masse du talus découpé en tranches.

Le bras de levier (a_i) dans l'équation (III.16) peut être exprimé en termes de rayon du cercle et de l'inclinaison de bas de la tranche respectifs. Bien que la base de la tranche soit courbée, la base peut être considérée comme une ligne droite, comme l'a suggéré dans la figure III.3, avec une perte négligeable de la précision.

L'inclinaison de la base du morceau est représentée par l'angle α_i . Mesuré entre la base de la tranche et de l'horizontale. L'angle entre une ligne prolongée à partir du centre du cercle au centre de la base

de la tranche et une ligne verticale est aussi égal à l'angle α_i . Ainsi, le bras de levier est exprimée par:

$$a_i = r \cdot \sin \alpha_i \quad (\text{III.17})$$

Et le moment moteur exprimé dans la relation (III.16) devient:

$$M = r \cdot \sum W_i \sin \alpha_i \quad (\text{III.18})$$

Le rayon dans l'équation (III.19), a été transféré en dehors de la somme, car le rayon est constant pour un cercle. Le moment résistant est fourni par la contrainte de cisaillement r sur la base de chaque tranche; la contrainte normale u sur la base de chaque tranche agit à travers le centre du cercle, et donc ne produire aucun moment. Le moment résistant de toutes les tranches est:

$$M_r = \sum r \cdot T_i = r \sum T_i \quad (\text{III.19})$$

Où T_i est la force de cisaillement à la base de la i ème tranche et la sommation est effectuée pour toutes les tranches. La force de cisaillement est le produit de la contrainte de cisaillement τ_i et la surface de la base de la tranche de l'unité d'épaisseur Δl .

Ainsi

$$M_r = r \cdot \sum \tau_i \cdot \Delta l_i \quad (\text{III.20})$$

La contrainte de cisaillement peut être exprimée en termes de la force de cisaillement et le facteur de sécurité par l'équation (III.3) à donner :

$$M_r = r \cdot \sum \frac{T_i \cdot \Delta l_i}{F} \quad (\text{III.21})$$

Assimiler le moment résistant [Eq. (III.21)] et le moment moteur [Eq. (III.19)] et les réorganiser,

l'équation suivante peut être écrite pour le coefficient de sécurité :

$$F_s = \frac{\sum T_i \cdot \Delta l_i}{\sum W_i \sin \alpha_i} \quad (\text{III.22})$$

Pour une contrainte totale, la résistance au cisaillement est exprimée par :

$$T_i = C + \sigma \tan \phi \quad (\text{III.23})$$

On remplaçant ceci dans l'équation (III.22), on trouve :

$$F_s = \frac{\sum (C + \sigma \tan \phi) \cdot \Delta l}{\sum W \sin \alpha} \quad (\text{III.24})$$

L'équation (III.3) représente l'équation d'équilibre statique pour les moments du centre d'un cercle. Si $\Phi = 0$, l'équation (III.3) devient :

$$F_s = \frac{\sum C \cdot \Delta l}{\sum W \sin \alpha} \quad (\text{III.25})$$

Si $\Phi \neq 0$, l'équation présentée ci-dessus pour le coefficient de sécurité Eq. (III.3) exige que la contrainte normale sur la base de chaque tranche soit connue. Le problème de la détermination de la contrainte normale est indéterminé. La méthode Ordinaire des tranches et de bishop faire deux séries d'hypothèses distinctes pour obtenir la contrainte normale sur la base des tranches et, par la suite, le facteur de sécurité.

B) Méthode de Fellenius (ou Méthode Suédoise) :

Cette méthode est aussi parfois appelée la méthode suédoise de tranches. C'est la première méthode de tranches développé et présenté dans la littérature. La simplicité de la méthode a permis de calculer des coefficients de sécurité en utilisant les calculs à la main.

Dans cette méthode, toutes les forces inter tranche sont ignorées. Le poids de la tranche est découpé dans les forces parallèles et perpendiculaires à la base de la tranche. La composante du poids parallèle à la base de la tranche est la force gravitationnelle mobilisatrice. La somme des moments autour d'un point utilisé pour décrire la surface de la rupture est également utilisée pour calculer le coefficient de sécurité.

La forme la plus simple de l'équation du coefficient de sécurité en l'absence de toute eau pour une surface de rupture circulaire:

$$F_s = \frac{\sum (C.\Delta l + W \cos \alpha . \tan \phi)}{\sum W \sin \alpha} \quad (\text{III.26})$$

Se référant à la tranche illustrée à la figure (III.4) la force normale de la méthode Ordinaire de Tranches peut s'exprimer comme :

$$N = W \cos \alpha \quad (\text{III.27})$$

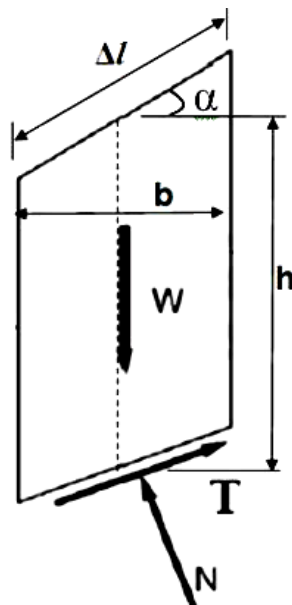


Figure III.4: La représentation des forces sur une tranche dans la méthode de Fellenius.

Et la contrainte normale peut être exprimée par:

$$\sigma = \frac{W \cos \alpha}{\Delta l} \quad (\text{III.28})$$

Remplaçant σ par ça valeur dans l'équation (III-24), on trouve :

$$F_s = \frac{\sum (C.\Delta l + W \cos \alpha . \tan \phi)}{\sum W . \sin \alpha} \quad (\text{III.29})$$

Pour une contrainte effective:

$$F_s = \frac{\sum (C.\Delta l + (W \cos \alpha - u.\Delta l). \tan \phi)}{\sum W. \sin \alpha} \quad (\text{III.30})$$

La contrainte normale effective peut être exprimée par la relation:

$$\sigma' = \frac{W \cos \alpha}{\Delta l} - u. \cos^2 \alpha \quad (\text{III.31})$$

Alors la relation (III.30) devient :

$$F_s = \frac{\sum [C'.\Delta l + (W \cos \alpha - u.\Delta l. \cos^2 \alpha). \tan \phi']}{\sum W. \sin \alpha} \quad (\text{III.32})$$

Et on à: $\Delta l. \cos \alpha \Rightarrow \Delta l = \frac{b}{\cos \alpha}$ (III.33)

Finalement l'équation du coefficient de sécurité pour la méthode de Fellenius est donnée par:

$$F_s = \frac{\sum \frac{1}{\cos \alpha} [C'.b + (W \cos^2 \alpha - u.b) \tan \phi']}{\sum W. \sin \alpha} \quad (\text{III.34})$$

C) Méthode de Bishop (1955):

Dans la méthode de Bishop l'expression du coefficient de sécurité est obtenue en écrivant les deux équations d'équilibre statique :

- L'équilibre des forces verticales qui sont appliquées à chaque tranche.
- L'équilibre global des moments.

Soit la tranche représentée dans la figure (III.5) ci-après.

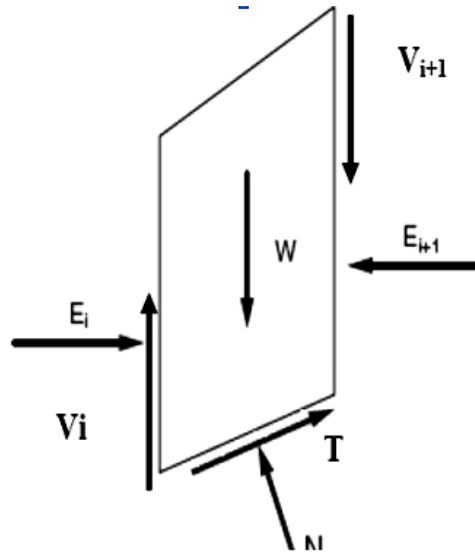


Figure III.5 : Représentation des forces inter-tranchent sur une tranche.

Le coefficient de sécurité est déterminé comme suit:

L'équilibre vertical :

$$W_i + (V_i - V_{i+1}) = N_i \cdot \cos \alpha_i + T \cdot \sin \alpha_i \quad (\text{III.35})$$

$$W_i + (V_i - V_{i+1}) = N_i \cdot \cos \alpha_i + \frac{C_i}{F_S} \cdot \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \cdot \sin \alpha_i + N_i \frac{\tan \phi_i}{F_S} \cdot T_i \cdot \sin \alpha_i \quad (\text{III.36})$$

D'où la valeur de N_i :

$$N_i = \frac{W_i + (V_i - V_{i+1}) - C \frac{b_i}{F_S} \cdot \tan \alpha_i}{\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \cdot \frac{\tan \phi_i}{F_S}} \quad (\text{III.37})$$

Ou bien sous une forme compacte, en désignant la quantité:

$$\cos \alpha_i \left(1 + \frac{\tan \alpha_i \cdot \tan \phi_i}{F_S} \right) = m_\alpha \quad (\text{III.38})$$

$$N_i = \frac{W_i + (V_i - V_{i+1}) - C_i \frac{b_i}{F_S} \cdot \tan \alpha_i}{m_\alpha} \quad (\text{III.39})$$

Pour une ligne de glissement circulaire :

$$F_S = \frac{\sum_{i=1}^n \left[C_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N_i \cdot \tan \phi_i \right]}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \alpha_i} \quad (\text{III.40})$$

On porte dans l'expression de F_S la valeur de N_i précédemment calculée:

$$F_S = \frac{1}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \alpha_i} \left[\sum_{i=1}^n \left(\frac{C_i \cdot b_i}{\cos \alpha_i} + \tan \phi_i \left[\frac{W_i + (V_i + V_{i+1}) - C_i \cdot \frac{b_i}{F} \cdot \tan \alpha_i}{m_\alpha} \right] \right) \right] \quad (\text{III.41})$$

Le deuxième membre contient F_S explicitement et par l'intermédiaire de m_α mais la formule se prête très bien à une résolution par approximations successives.

L'équilibre horizontal de la tranche s'écrit:

$$(E_i \cdot E_{i+1}) + N_i \left(\frac{\tan \phi_i}{F_S} \cdot \cos \alpha_i - \sin \alpha_i \right) + \frac{C_i \cdot b_i}{F_S} = 0 \quad (\text{III.42})$$

D'où la valeur de N_i :

$$N_i = \frac{-C_i \cdot \frac{b_i}{F_S} + (E_i - E_{i+1})}{\sin \alpha_i - \frac{\tan \phi_i}{F} \cdot \cos \alpha_i} \quad (\text{III.43})$$

L'élimination de N_i entre les deux expressions issue des équilibres horizontaux et verticaux et donne une relation entre les composantes horizontales et verticales des efforts inter-tranches :

$$(E_i - E_{i+1}) + (V_i - V_{i+1}) \left[\frac{\sin \alpha_i - \frac{\tan \phi_i}{F} \cdot \cos \alpha_i}{\cos \alpha_i - \frac{\tan \phi_i}{F} \cdot \sin \alpha_i} \right] = W_i - \frac{C_i \cdot b_i}{F} \cdot \tan \alpha_i \left(\frac{\sin \alpha_i - \frac{\tan \phi_i}{F} \cdot \cos \alpha_i}{\cos \alpha_i - \frac{\tan \phi_i}{F} \cdot \sin \alpha_i} \right) - \frac{C_i \cdot b_i}{F} \quad (\text{III.44})$$

Puisque les efforts inter-tranches sont des intérieurs au talus leurs sommes sont nulles:

$$\sum (E_i - E_{i+1}) = 0 \text{ et } \sum (V_i - V_{i+1}) = 0 \quad (\text{III.45})$$

En sommant la relation précédente sur les efforts inter-tranches verticaux :

$$\sum (V_i - V_{i+1}) \left[\frac{\sin \alpha_i - \frac{\tan \phi_i}{F} \cdot \cos \alpha_i}{\cos \alpha_i - \frac{\tan \phi_i}{F} \cdot \sin \alpha_i} \right] = \sum_{i=1}^n \left(W_i - \frac{C_i \cdot b_i}{F} \cdot \tan \alpha_i \right) \left(\frac{\sin \alpha_i - \frac{\tan \phi_i}{F} \cdot \cos \alpha_i}{\cos \alpha_i - \frac{\tan \phi_i}{F} \cdot \sin \alpha_i} \right) - \frac{C_i \cdot b_i}{F} \quad (\text{III.46})$$

D) Méthode de Bishop simplifiée:

Dans la méthode simplifiée de Bishop, les forces sur les côtés de la tranche sont supposés être horizontale (c'est-à-dire, il n'y a pas de cisaillement entre les tranches). Les forces sont résumées dans le sens vertical pour satisfaire l'équilibre dans cette direction et d'obtenir une expression de la contrainte normale sur la base de chaque tranche. l'équation de l'équilibre suivante peut être écrite pour les forces dans le sens vertical:

$$N \cdot \cos \alpha + T \cdot \sin \alpha - W = 0 \quad (\text{III.47})$$

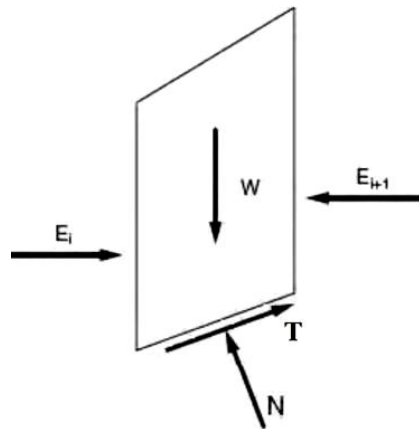


Figure III.6: La représentation des forces sur une tranche dans la méthode de Bishop

Forces sont considérés comme positifs lorsqu'ils agissent vers le haut. La force de cisaillement dans l'équation (III.43) est liée au contrainte de cisaillement par :

$$T = \tau \cdot \Delta l \quad (\text{III.48})$$

Pour les forces de cisaillements exprimés en termes de contraintes effectives avec l'équation de force de Mohr-Coulomb, nous pouvons écrire:

$$T = \frac{1}{F} [C' \cdot \Delta l + (N - u \cdot \Delta l)] \tan \phi' \quad (\text{III.49})$$

Combinant les équations (III.43) et (III.45) et pour résoudre la force normale, N, nous obtenons:

$$N = \frac{W - \left(\frac{1}{F}\right)(C' \cdot \Delta l - u \cdot \Delta l \cdot \tan \phi') \cdot \sin \alpha}{\cos \alpha + \left[\frac{\sin \alpha \cdot \tan \phi'}{F}\right]} \quad (\text{III.50})$$

La contrainte effective normale à la base de la tranche peut être exprimée par la relation:

$$\sigma' = \frac{N}{\Delta l} - u \quad (\text{III.51})$$

Combinant les équations (III.43) et (III.45) et on les introduire dans l'équation d'équilibre (III.24), on peut écrire -après réarrangement des termes :

$$F = \frac{\sum [C' \cdot \Delta l \cdot \cos \alpha + (W - u \cdot \Delta l \cdot \cos \alpha) \tan \phi']}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad (\text{III.52})$$

De l'équation (III.32); l'expression finale du coefficient de sécurité de la méthode de bishop simplifiée s'écrit comme suite :

$$F = \frac{\sum [C'.b + (W - u.b)\tan \phi']}{\sum W.\sin \alpha} \quad (III.53)$$

Avec

$$m_a = \cos \alpha \left[1 + \frac{(\tan \alpha . \tan \phi')}{F} \right] \quad (III.54)$$

III.3.2.5. Méthode numérique

Le calcul de la stabilité qui a pour but d'évaluer la valeur minimale du coefficient de sécurité F et de repérer la surface de glissement la plus probable ne peut s'effectuer manuellement en testant plusieurs centaines de cercles de rupture. A cet effet, des logiciels ont été conçus pour effectuer cet

énorme travail avec une grande précision, en un temps record et à moindre coût.

Le logiciel comporte en général deux phases principales :

- L'entrée des données
- Le paramétrage des cercles de rupture potentiels
- Le lancement des calculs

La première phase consiste à introduire trois types de données :

- Géométriques (profil topographique)
- Géotechnique (c, φ, γ)
- Hydraulique (profil de la nappe)

La deuxième phase est relative au quadrillage des centres de glissement.

Conclusion

On a présenté, précédemment, la notion du coefficient de sécurité qui est le paramètre le plus important pour évaluer une stabilité de pente, et on a cité les différentes méthodes de calcul à l'équilibre limite avec leurs différentes hypothèses. Bien que ces méthodes soient dites classiques, elles permettent encore à l'ingénieur d'aujourd'hui d'évaluer les mouvements ou l'aléa de la pente par une analyse numérique basée sur ces méthodes.

Chapitre IV

Confortement des glissements

Chapitre IV : Confortement des glissements

IV.1. Introduction

Lorsqu'un talus présente un risque d'effondrement, différentes solutions techniques permettent de conforter le terrain, et pour cela on s'attaque aux causes de l'instabilité en terrassant les masses instable et/ou en drainant le terrain, soit on empêche son glissement par des ouvrages de soutènement ou d'ancrage.

IV.2. Principales techniques de confortement

Face à un problème de stabilité, une première solution consiste à s'affranchir des mouvements de la pente instable, sans les empêcher. Deux types de solutions sont possibles :

Implanter ou déplacer le bâtiment, l'ouvrage d'art ou la route, en dehors de la zone en mouvement, dans un secteur reconnu comme stable.

Concevoir l'ouvrage de telle sorte qu'il ne soit pas endommagé par le mouvement de terrain : soit en résistant aux efforts apportés par le mouvement de terrain (solution réservée aux petits glissements), soit en adaptant le mode de construction de sorte que les fondations soient dissociées du sol en mouvement.

Toutefois, Si ce type de solution n'est pas retenu, on sera amené à conforter la pente avec l'une des trois techniques présentées ci-après :

IV.3. Modification géotechnique

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

IV.3.1. Les remblais de pieds

Le chargement en pied d'un glissement est une technique d'utilisation fréquente, généralement efficace. L'ouvrage, également appelé banquette, berme ou butée, agit par contrebalancement des forces motrices. Étant donnée son poids, l'ouvrage de butée ne doit pas déclencher d'autres glissements.

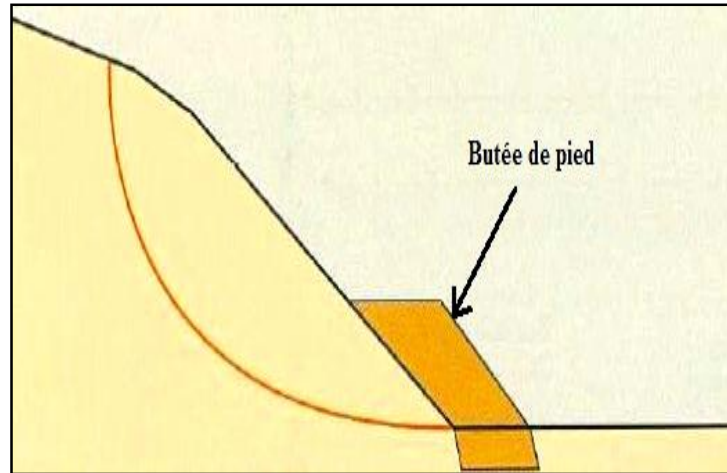


Figure IV.1 : le chargement en pieds (butée).

IV.3.2. 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.

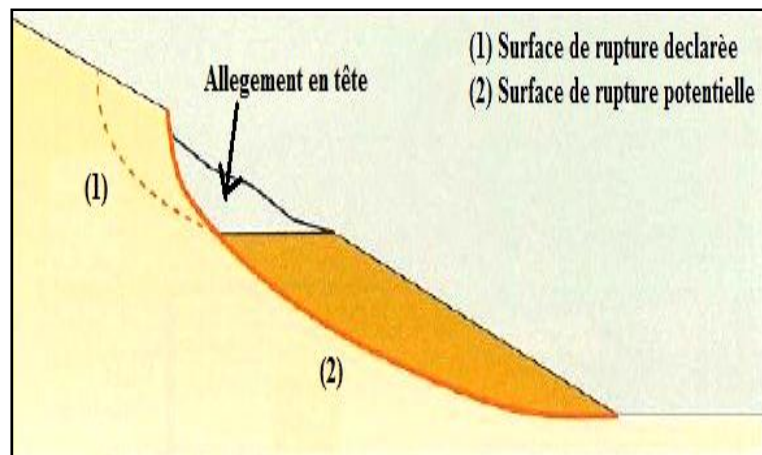


Figure IV.2 : L'allègement en tête.

IV.3.3. Le reprofilage

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

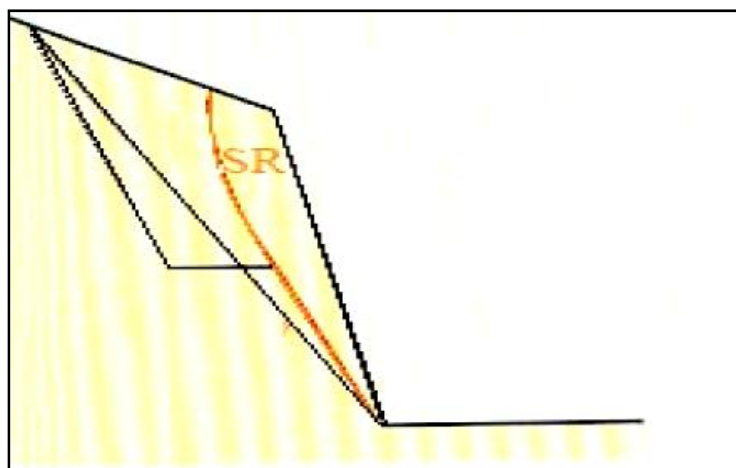


Figure IV.3 : le re profilage.

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 pente unique, et de créer des voies d'accès pour l'entretien et travaux complémentaires. L'adoucissement de la pente est généralement mal adapté aux versants naturels instables car il met en jeu des volumes de sol très importants.

IV.3.4. La purge

Les techniques de terrassement s'accompagnent fréquemment de purges du matériau glissé. Cette solution est généralement limitée aux glissements de taille modeste. On peut, dans certains cas purger l'ensemble du matériau glissé à condition que la surface mise à nu, soit stable. Quand le terrain est en forte pente et donc difficilement admissible aux engins autres que les buteurs, la purge constitue le seul moyen de confortation, notamment si la profondeur de rupture est faible.

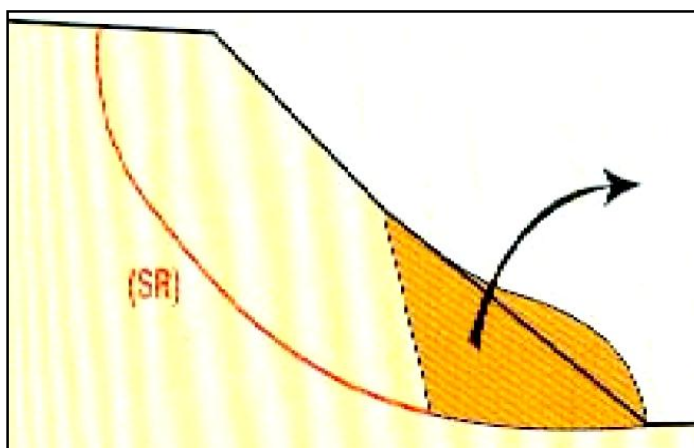


Figure IV.4 : La purge.

IV.3.5. La substitution totale ou partielle

Elle se compose de deux parties :

- **Substitution totale des matériaux glissés**

Cette technique consiste à purger l'ensemble des matériaux glissés et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité. La substitution de matériaux glissés suppose que l'on prenne un certain nombre de précautions :

- Reconnaître à l'avance le volume de matériaux concernés, et excaver plus profondément que la surface de rupture, sous peine d'inefficacité totale.
- Assurer un bon accrochage entre le substratum et le massif de sol d'apport.
- Vérifier que les phases dangereuses des travaux sont prises en compte dans le processus d'exécution, et que l'on ne risque pas d'engendrer d'autres désordres.

Substitution partielle des matériaux glissés :

On peut limiter le terrassement en exécutant des bèches, des contreforts ou des éperons qui, s'ils sont bien dimensionnés, peuvent suffire à la stabilisation. Notons que la bêche est particulièrement bien adaptée aux cas de construction de remblais, sur un massif de sol instable, de faible épaisseur (moins de 5m).

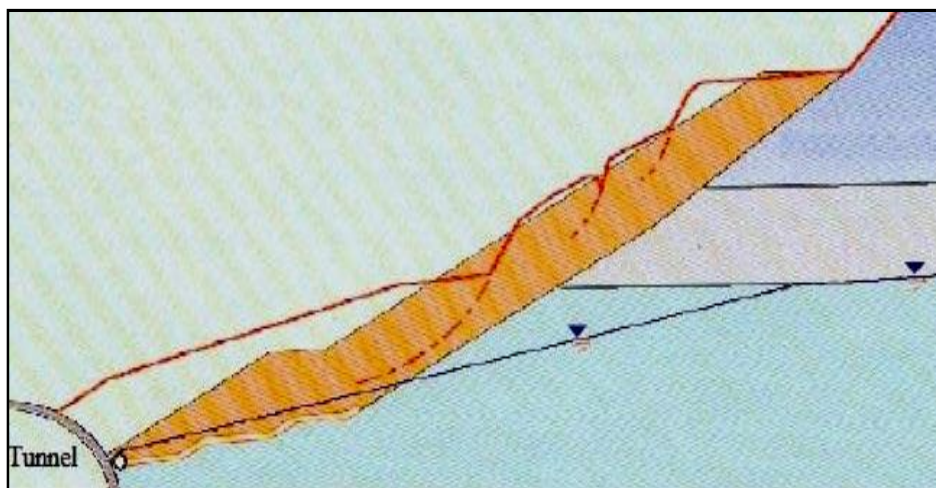


Figure IV.5 : Substitution totale des matériaux glissés.

IV.4. Dispositif de drainage

Les eaux souterraines et de surface jouent un rôle déstabilisant sur les sols et les massifs rocheux, avec des manifestations qui peuvent être extrêmes. Le drainage a pour but de réduire les pressions interstitielles le long de la surface de glissement, et ainsi d'augmenter la résistance au cisaillement du terrain.

Différentes techniques peuvent être appliquées pour atteindre cet objectif. Elles relèvent de deux options fondamentales :

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

A ce sujet, on distingue schématiquement : Les drainages de surface et les ouvrages de collecte des eaux ; les tranchées et les galeries drainantes ; les drains subhorizontaux ou verticaux ; enfin les tunnels et autres ouvrages profonds.

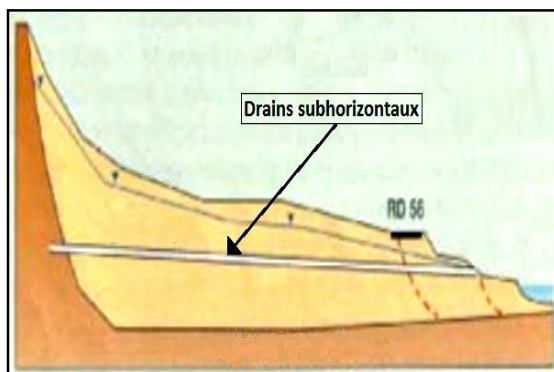


Figure IV.6 : Drains subhorizontaux

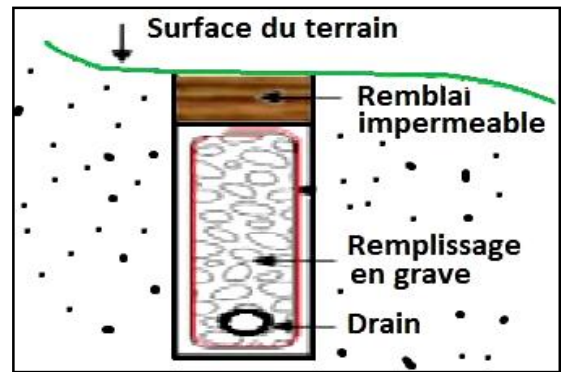


Figure IV.7 : coupe d'une tranchée drainante

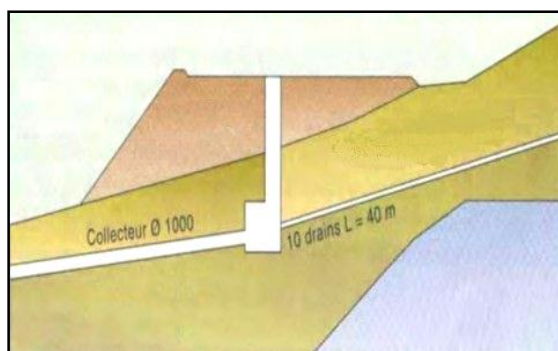


Figure IV.8 : Drainage vertical

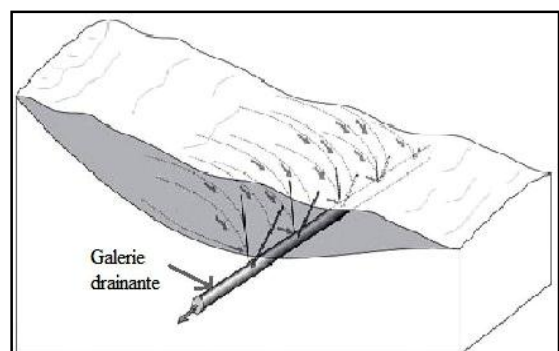


Figure IV.9 : Galerie drainante

Tableau IV.1 : Le rôle de l'eau dans le mécanisme des mouvements de terrain
(Terzaghi, 1950 et Bombard, 1968)

Circonstances	Mode d'action	Matériau sensible	Modification de l'état initial	Effet sur l'équilibre des pentes et talus
Pluie et fonte de neige	Remplacement de l'air dans les vides	Sable humide	Pression de l'eau interstitielle (augmentation)	Coefficient de frottement (diminution)
	Déplacement de l'air dans les diaclases ouvertes	Roches fissurés certains schistes argileux		
	Tension superficielle et gonflement (augmentation)	Argiles dures fissurés certains schistes argileux	Gonflement	Cohésion (diminution)
	Altération chimique	Toute roche	Liaison inétrgranulaire (diminution)	

Pour empêcher les infiltrations à partir de la surface on peut procéder de diverses manières. Par captage des eaux et des émergences de nappe et leur évacuation à l'aide de canalisation ; la création d'un réseau de rigoles correspond souvent à une situation d'urgence.

IV.4.1. Collecte et canalisation des eaux de surface

L'objectif est de limiter les infiltrations dans la masse en mouvement. en effet les eaux de surface ont tendance a s'infiltrer dans les fissures, a stagner dans les zones de faible pente et aggravent ainsi une instabilité amorcée.

En première urgence dans de nombreux cas de glissements des ouvrages de collecte des eaux (fossés, caniveaux, cunettes) et étanchéifiassions des fissures de surface sont réalisés. Bien que proprement parler, ils ne constituent pas des ouvrages de drainage.

IV.4.2. Tranchés drainants

Les tranchés drainants sont des ouvrages couramment utilisés pour rabattre le niveau de la nappe. Elles sont implantées sur le site de façon à 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, de la profondeur et de l'espacement des tranchées dépend des résultats de l'étude hydrogéologique et conditionne l'efficacité du drainage. Ces tranchées

peuvent être réalisées de plusieurs façons (à la pelle mécanique, à la trancheuse et la haveuse de paroi).

IV.4.3. Masque et éperons drainants

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

IV.4.4. Drains subhorizontaux

Cette méthode est utilisée quand la nappe est trop profonde pour être atteinte par des drains superficiels. La meilleur justification de l'utilisation de drains subhorizontaux est le cas d'un aquifère assez perméable (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.

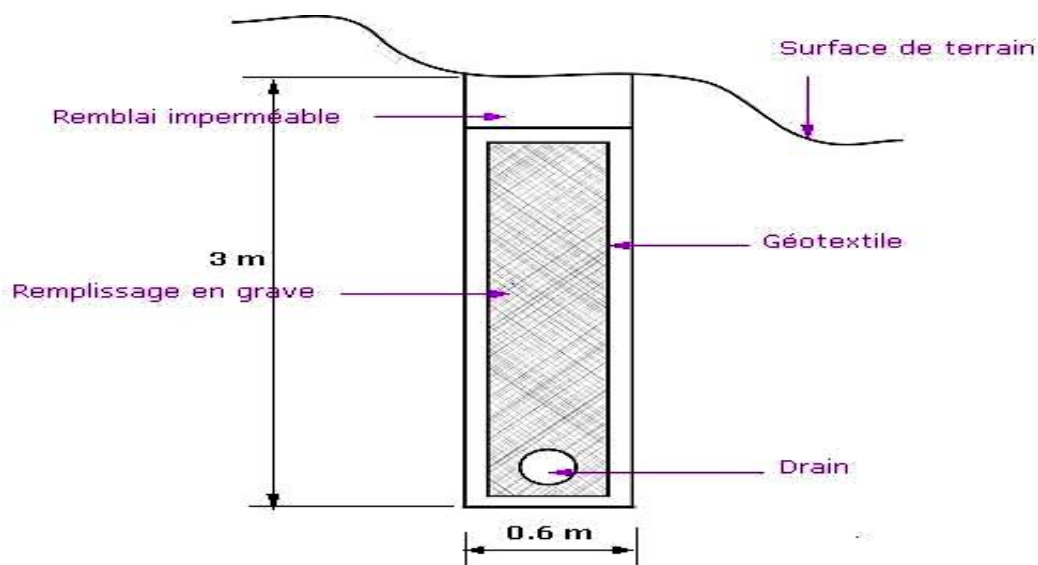


Figure IV.10: Drains subhorizontaux

IV.4.5. Drains verticaux

Cette méthode consiste à réaliser des forages drainants verticaux équipés de pompes immergées. Elle est utilisée dans le cas de masse instable en glissement lent. On préconise ce système si la vitesse moyenne avant travaux est de l'ordre du centimètre par année, de façon à 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.

IV.5. Les confortements mécaniques

On a recourt à ces méthodes, dans le cas où, les techniques qui ont été présentées précédemment (terrassements et drainages) ne peuvent pas être mises en œuvre. On entend par éléments résistants, les structures telles que :

Murs de soutènement, tirants d'ancrage et murs ancrés.

Clouages par des barres, des micros pieux.

Rangées de pieux, de barrettes ou de profilés métalliques.

Comme ces techniques visent à réduire ou à arrêter les déformations, on peut introduire des éléments résistants à titre préventif, de façon à éviter les déplacements, lesquels pourraient avoir pour conséquence de diminuer la résistance au cisaillement des sols.

IV.5.1. Ouvrage de soutènement

On distingue deux types

- Les ouvrages rigides, qui 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.


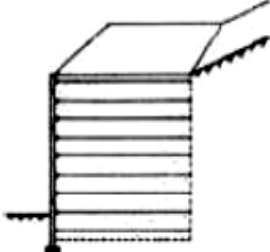
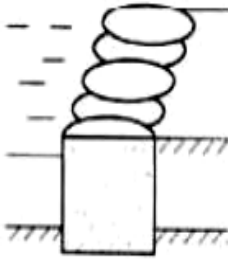
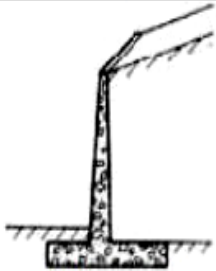
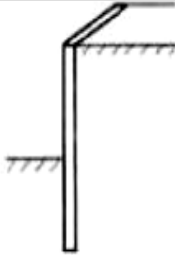

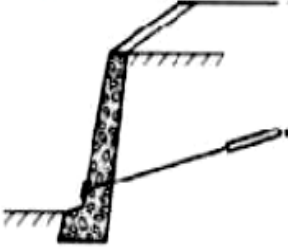
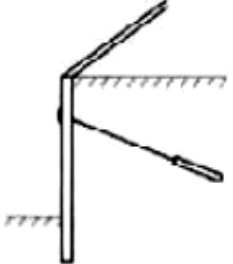
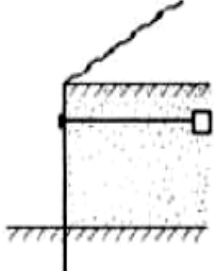
Mode de reprise de la poussée	OUVRAGE DE SOUTÈNEMENT		
<i>Poids de l'ouvrage</i>	 <p data-bbox="531 663 764 734">Mur poids en béton ou maçonnerie</p>	 <p data-bbox="850 663 1064 696">Mur en Terre Armée</p>	 <p data-bbox="1150 663 1347 696">Ouvrage cellulaire</p>
<i>Encastrement</i>	 <p data-bbox="507 1014 788 1093">Mur cantilever en béton armé</p>	 <p data-bbox="887 999 1027 1032">Paroi moulée</p>	 <p data-bbox="1126 999 1362 1032">Rideau de palplanches</p>
<i>Ancrage</i>	 <p data-bbox="539 1373 756 1406">Mur en béton, ancré</p>	 <p data-bbox="850 1373 1064 1406">Paroi moulée ancrée</p>	 <p data-bbox="1177 1373 1315 1406">Rideau ancré</p>

Figure IV.11: Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée

- Les ouvrages souples, qui sont des structures obtenues à partir de gabions, de murs cellulaires, ou de sol renforcé par des fils (armatures synthétiques ou métalliques), par des nappes de géotextiles, ou par des grilles métalliques ou synthétiques. Ces ouvrages fonctionnent comme des massifs-poids.



Figure IV.12 :Ouvrage souple, en gabion
Sidi Younes Ouzellaguene, Bejaia.



FigureIV.13 : Ouvrage souple, en géotextile
CW13, Tifra Bejaia.

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

IV.5.2. Tirants d'ancrages

Un tirant d'ancrage est un dispositif capable de transmettre les forces de traction qui lui sont appliquées, à une couche de terrain résistante. Le principe consiste, à réduire les forces actives de glissement, et à accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture.

Pour ce faire, on ancre des tirants constitués d'une armature (barre ou câble à haute résistance élastique) 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 de 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.

Tous les types de tirants d'ancrages précontraints, provisoires ou définitifs, sont mis en œuvre, pour assurer :

- Le maintien des parois berlinoises, parois cloutées ou parois moulées,
- La stabilité du radier, par compensation des poussées dues aux sous-pressions.

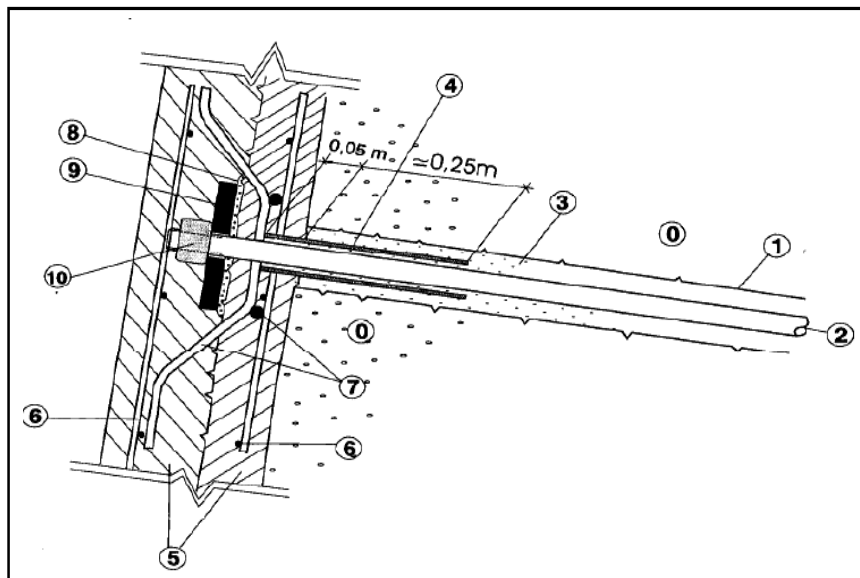


Figure IV.14 : Dispositif d'un tirant d'ancrage

- | | |
|--|--|
| (1) Trou de forage | (6) Treillis soudés |
| (2) Armature du clou | (7) Armature de renforcement en tête du clou |
| (3) Coulis de scellement | (8) Mortier |
| (4) Protection locale par gaine plastique | (9) Plaque de répartition |
| (5) Béton du parement projeté en deux phases | (10) Ecrou de blocage |



Figure IV.15: Renforcement par ancrage

IV.5.3. Clous et micros pieux

Le clouage des pentes ou talus, consiste à « clouer » les masses instables sur le substratum fixe, à l'aide de groupes d'inclusions. Lorsqu'il s'agit d'inclusions de faible inertie, résistantes principalement à la traction, elles sont placées sub-horizontalement. Quand elles sont résistantes à la flexion, elles sont généralement disposées verticalement ou perpendiculairement à la surface de glissement.

Deux types de clouage existent :

- Le clouage passif, où la présence seule du clou assure le transfert des efforts. Le frottement mobilisable sera maximum avec un déplacement.
- Le clouage actif, où le clou est préalablement mis en tension. Dans ce cas la mise en tension est censée supprimer tout déplacement, lors du creusement.

La mise en place des inclusions est, en général, préalable au creusement. On renforce d'abord, avant de créer le déséquilibre de masse.

IV.5.4. Pieux

Ces ouvrages font partie de la famille des protections actives. Les pieux travaillent principalement en flexion /cisaillement. Le dimensionnement d'un renforcement par pieux consiste à déterminer la cinématique des déplacements le long de la surface de rupture, et

d'en déduire la géométrie des pieux (maillage, longueur, diamètre) de façon à ce que leur résistance à la flexion, fasse augmenter le coefficient de sécurité global du massif.

Généralement, on dispose deux ou trois rangées de pieux, dans le tiers central de la pente instable, tout en recherchant un gain de sécurité de 10 à 20 %. Deux critères relatifs à l'interaction sol-pieu peuvent mettre en jeu les éléments suivants :

- La résistance, à la flexion et au cisaillement, du pieu.
- La pression maximale que le pieu peut imposer latéralement au sol.

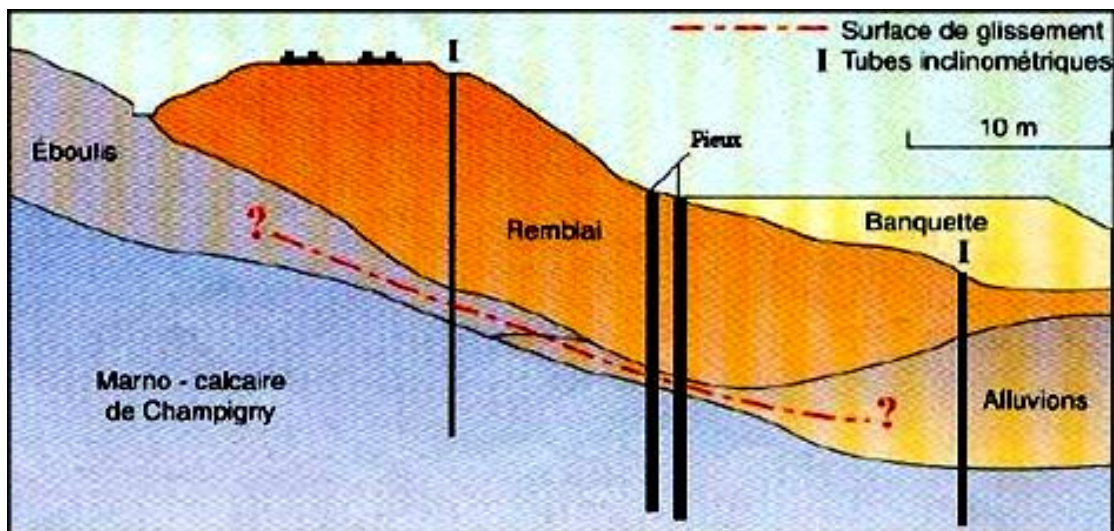


Figure IV.16 : clouage par des pieux.

IV.6. Conclusion

La majorité des terrains est concernée par le risque de mouvement, avec des fréquences variables. Leur répartition spatiale est guidée par la topographie et par la géologie. Ces glissements affectent non seulement les régions montagneuses et côtières, mais aussi les bassins (à forte densité de vides souterrains), ainsi que les sols argileux sensibles aux variations de la teneur en eau. Leur survenue est très marquée par les variations climatiques (périodes de fortes pluies, fonte des neiges, sécheresse), mais peut aussi être liée à des secousses sismiques ou encore être induite par les actions anthropiques. On en déduit donc que les mouvements de terres sont complexes et différents.

Chapitre V
Description des
solutions techniques
proposées

Chapitre V

Description des solutions techniques proposées

V.1. Description des solutions de base utilisée en Algérie

« Autoroute est ouest »

Le talus est protégé de l'érosion et des variations hydriques par une géomembrane étanche. La mise en place d'un géotextile renforcé ou non suivant la pente du talus et la longueur du rampant permet de répondre à ces deux contraintes.

L'ensemble du dispositif est ancré en tête dans une tranchée d'ancrage.

Les inconvénients de la solution de base :

- solution assez lourde et complexe,
- enracinement très superficiel de la végétation,
- risque si venues importantes d'eau sous la géomembrane.

Les avantages de la solution de base :

- Protection complète du talus.



Photo V.1 : Stabilité du talus par terrassement de banquettes « autoroute est ouest »



Photo V.2: Stabilité du talus par terrassement de banquettes « autoroute est ouest »



Photo V.3: Stabilité du talus parement Atalus « autoroute est ouest »

V.2. Description de la solution variante proposée

V.2.1. Le géocomposite de drainage

Le drainage des eaux internes est assuré traditionnellement par des matériaux granulaires de bonne qualité. Pour contribuer à la préservation des ressources naturelles, on trouve des alternatives à l'utilisation du tout granulaire grâce à l'emploi de géocomposites drainants. Le produit géocomposite de drainage proposé en variante à une solution traditionnelle (figure V.1) présente la caractéristique d'associer des géotextiles drainants avec des géotextiles filtres et des mini-drains perforés. Il est utilisé dans le drainage sous remblai en talus ou sous chaussée, que ce soit pour évacuer les eaux de la structure ou des eaux extérieures à l'ouvrage (pluviométrie).

Les géocomposites mis en œuvre assurent les fonctions de filtration et de drainage (Norme NF EN 13252). Ce sont des produits manufacturés, souples et équipés de mini-drains régulièrement perforés. Les différents composants des géocomposites de la gamme (nappes drainantes, nappes filtrantes, mini- drains) sont en polypropylène (PP) et assemblés industriellement par le procédé d'aiguilletage.

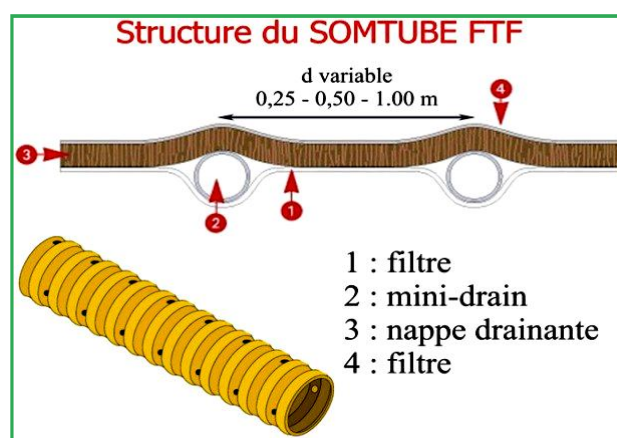


Figure V.1 Structure du géocomposite de drainage.

V.2.2. Avantages du géocomposite de drainage

Le schéma de principe du système de drainage est donné sur la figure V.2 Son rôle est d'éviter les glissements et ravinement de talus (figure V.3). Mis à part sa facilité de mise en œuvre (figure V.4), les avantages du géocomposite dans le cadre de son utilisation sur talus marneux sont :

- la présence des mini-drains incompressibles qui permettent une évacuation rapide et monodirectionnelle de l'eau vers les tranchées collectrices,

- l'aiguilletage dense des filtres géotextiles à la nappe drainante qui permet d'éviter tous déplacements filtre/nappe drainante,
- la souplesse du géocomposite qui lui permet d'épouser les irrégularités du fond de forme.

Ces deux dernières caractéristiques optimisent la fonction filtre en limitant les vides au contact du filtre, donc l'apparition de sol en suspension. En effet, les sols en suspension présentent la particularité d'avoir des particules fines indépendantes les unes des autres à leur arrivée au contact du géotextile, ce qui rend la fonction filtre moins performante, d'où un risque de colmatage plus important (Watn et al., 2005). Pour cette raison, il est important que le filtre soit le plus possible en contact avec les sols et avec la nappe drainante.

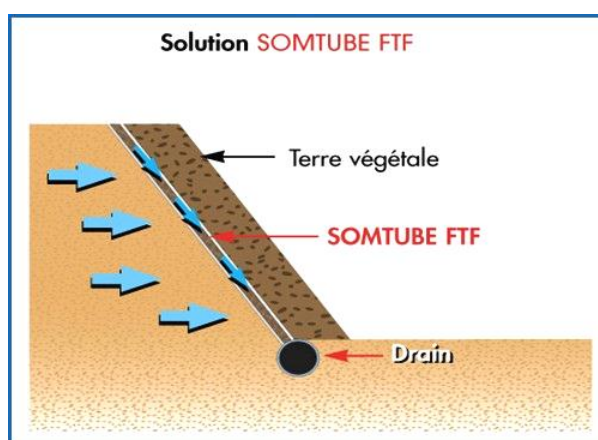


Figure V.2 Schéma de principe du géocomposite.



Figure V.3 Comparaison avec ou sans géocomposite sur talus.



Figure V.4. Mise en œuvre du géocomposite de drainage.



Figure V5 : Exemple de drainage

V.2.3. Géosynthétique alvéolaire

Le géosynthétique alvéolaire mis en œuvre sur le géocomposite de drainage est destiné à retenir la terre végétale mise en œuvre.

Il se présente sous forme d'une grille tridimensionnelle en polyester (figure V.6) constituée d'alvéoles hexagonales de 40 cm x 45 cm de large pour une hauteur de 15 cm.

Le géosynthétique est retenu en tête de talus par une tranchée d'ancrage. Cette fixation est complétée en pleine pente par des fers à béton, dont la densité et la disposition dépendent de la pente et de la nature du terrain.

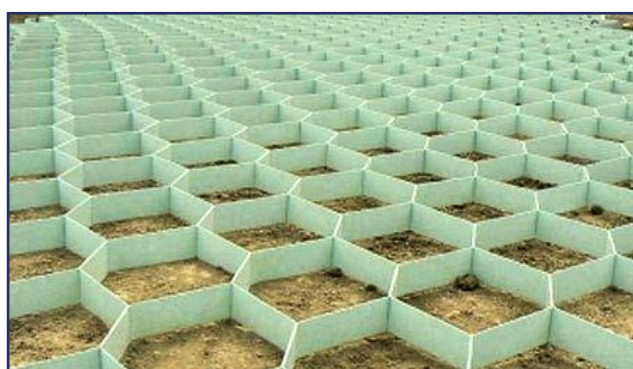


Figure V.6 Structure du géosynthétique alvéolaire.



Figure V.7 Le géosynthétique mis en œuvre.

V.2.4. Résultats de la mise en œuvre de la solution géosynthétique

Les talus marneux ont été stabilisés par cette solution géosynthétique, assurant les deux fonctions de drainage et anti érosion. Appliquée depuis l'année 2010, cette technique de renforcement par géosynthétiques a permis de répondre aux exigences et aux objectifs des donneurs d'ordre en offrant des solutions alternatives avec de nombreux avantages. En effet, elles sont simples à mettre en œuvre, les structures sont souples dans leurs fonctionnements et elles contribuent à la préservation de la ressource naturelle.

La figure V.8 illustre, après une période de deux mois, l'état du talus traité par la solution géosynthétique.



Figure V.8 Les talus marneux après traitement par les géosynthétiques.

V.2.5. Description des solutions de base utilisée en Algérie :

V.2.5.1. Terrassement

Parmi les travaux de terrassements il ya le reprofilage, qui consiste à réduire la pente moyenne d'un talus par déblais de haut et de remblais en bas. Mais cette technique est rarement utilisé pour des versants naturel, les volumes à déplacer sont très considérables.

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

- Agir sur l'équilibre des masses : allègement en tête, remblai en pied.
- Agir sur la géométrie de la pente : purge et reprofilage.
- Les substitutions partielles ou totales de la masse instable.



Figure V.9: Travaux de terrassement

V.2.5.2. Confortement par ouvrages souples

Mur gabion

Il s'agissait de corbeilles obtenues par tressage d'osiers, remplies de matériaux pierreux ayant la plus haute densité possible, de formes homogènes, non évolutifs et insensibles au gel. Destinées à protéger les berges de l'érosion.

Ces murs semblent remplir toutes les exigences techniques et environnementales ; leur mise en œuvre est rapide, utilisant des pierres de tout type, ce qui permet dans la plupart des cas d'utiliser des matériaux « in situ » et donc de diminuer sensiblement l'impact environnemental.

Les ouvrages en gabions ne nécessitent pas de fondation et peuvent être réalisés directement sur le décaissement.



Figure V.10: Mur gabion

V.2.5.3. Renforcements horizontaux

Parmi les géosynthétiques utilisés pour ce renforcement, on rencontre soit de géotextiles soit des géogrilles.

Selon leur disposition dans le matelas granulaire, ils peuvent avoir des rôles différents :

- Le géosynthétique est mis en œuvre directement sur les têtes d'inclusions : il assure, par effet membrane, le transfert de la charge q_s appliquée sur le sol compressible vers les têtes d'inclusions, le géosynthétique peut être dans ce cas, soit une géogrille, soit un géotextile ;
- Le ou les géosynthétiques sont mis en œuvre à l'intérieur du matelas granulaire : par enchevêtrement des granulats dans le géosynthétique, cette configuration assure une meilleure rigidité du matelas granulaire ayant un comportement semblable à une poutre rigide ; le géosynthétique est nécessairement dans ce cas une géogrille.

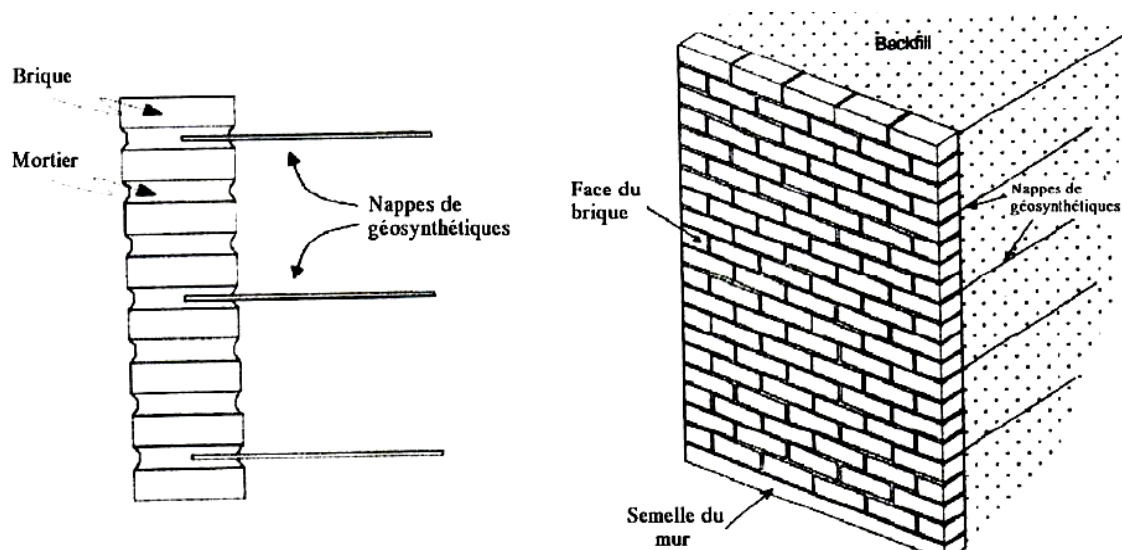


Figure V.11 : Utilisation des nappes de géosynthétiques pour le renforcement des murs de soutènement

Avantages

- Bonne résistance à l'endommagement.
- Excellente perméabilité (colmatage impossible).

Inconvénients

- Peu de souplesse en flexion.
- Recouvrement important conseillé (Tensar préconise 1,5 m).

V.2.6. Stabilité des pentes

Cette unité a pour objectif de présenter la notion de coefficient de sécurité, donner la connaissance nécessaire à l'apprenant pour savoir l'évaluer. Egalement, l'apprenant est présenté aux différents facteurs influençant la stabilité.



Figure V.12: Renforcement par pneu sol

V.2.7. Traitement du glissement

Le traitement du glissement a nécessité une combinaison de solutions.

- la gestion des eaux internes par des tranchées drainantes,
- la gestion des eaux de surface (eaux de pluie, eaux de ruissellement, etc.) par des ouvrages d'assainissement étanchéifiés par un géocomposite étanche pour minimiser les infiltrations,
- la construction de murs de soutènement renforcés par géotextiles, associés à un parement cellulaire en béton végétalisable.
- un drainage derrière les murs de soutènement pour dissiper les pressions hydrostatiques à l'aide d'un géocomposite de drainage équipé de mini-drains.

V.2.8. Gestion des eaux internes

La gestion des eaux internes est prise en compte par la réalisation d'un réseau de tranchées drainantes. La réalisation des travaux de drainage et d'assainissement a précédé toutes les autres opérations, afin de sécuriser le chantier pendant les opérations de

terrassements ultérieures.

Les dimensions et la structure de la tranchée drainante ainsi que le fossé étanche sont indiquées sur la figure V.13.

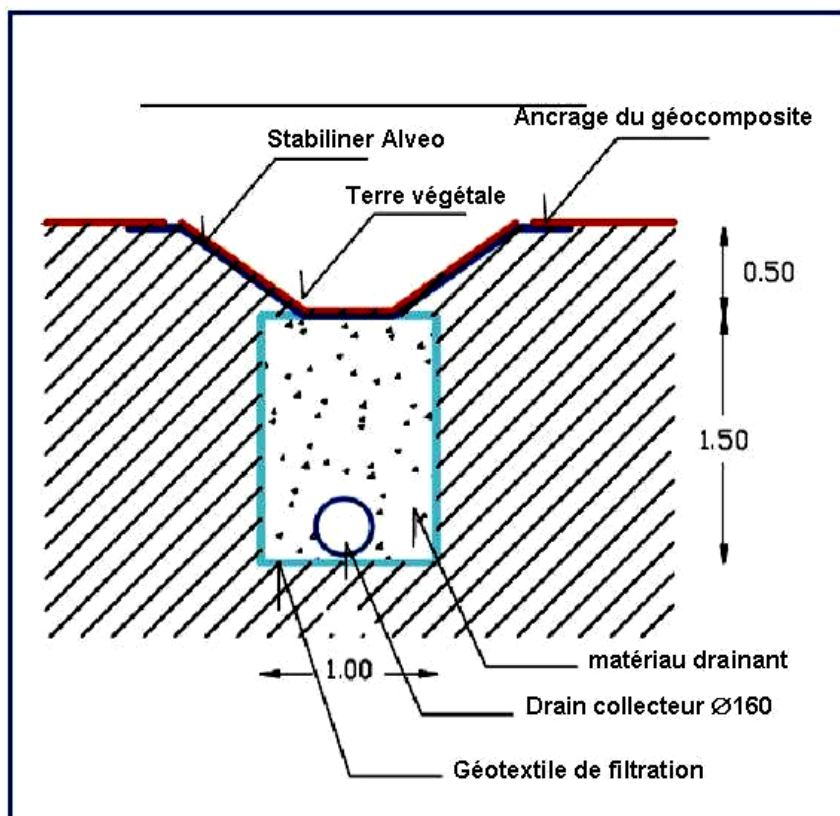


Figure V.13 Structure et dimension de la tranchée drainante

V.2.9. Gestion des eaux de surface

Les eaux de surface sont gérées par la réalisation d'un fossé imperméable en mettant en œuvre un géocomposite étanche au dessus de la tranchée drainante (figure V.13). La structure du géocomposite est représentée sur la figure V.14.

Le géocomposite est déroulé directement sur la tranchée drainante. Le recouvrement longitudinal est réalisé selon le principe des tuiles (figure V.15).

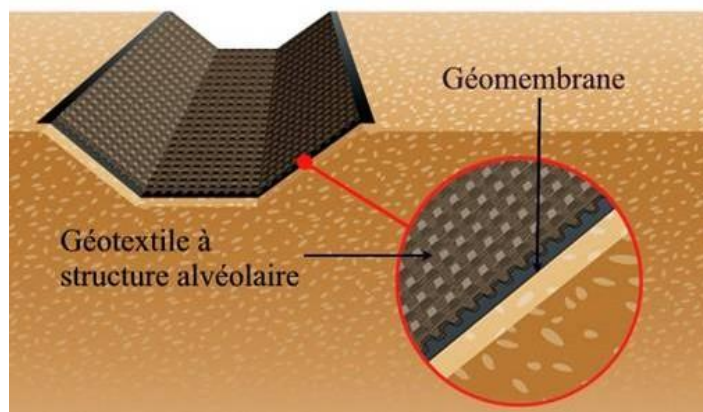


Figure V.14 Structure du géocomposite Stabiliner alveo



Figure V.15. Mise en œuvre du géocomposite étanche

V.2.10. Murs de soutènement.et drainage amont

Après les travaux de drainage et d'assainissement, trois ouvrages de soutènement renforcés par géotextiles à parement Atalus sont construits. Pour éviter toute pression hydrostatique derrière les ouvrages, ces derniers sont drainés en amont à l'aide d'un géocomposite de drainage de type SOMTUBE FTF. Les eaux drainées par le géocomposite sont collectées dans une tranchée drainante et évacuées en dehors de l'emprise de l'ouvrage (figure V.16).



FigureV.16 Mise en œuvre du géocomposite de drainage équipé de mini-drains



Figure V.17 Ouvrage achevé



Figure V.18 Ouvrage achevé avec la végétalisation

V.3. Exemples de protection du talus à Tiaret :



Photo V.4 : Stabilité du talus par un mur en maçonnerie « entrée de la ville de Tiaret »



Photo V.5 : Stabilité du talus par un arrangement de pierres
Commune de Tagdempt « TIARET »



Photo V.6 : Protection du talus de la route par système de gabionnage « TIARET »



Photo V.7 : Différents systèmes de protection du talus de la route « Guertoufa »

Conclusion générale

Conclusion générale

La connaissance parfaite des causes d'apparition des glissements de terrains diminue le risque d'occurrence d'une catastrophe et par conséquent évite des pertes à la fois matérielles et humaines.

Plusieurs facteurs sont à l'origine des glissements de terrains, ces facteurs peuvent être, naturels, anthropique ou liés à la formation des terrains.

Ces phénomènes ne se produisent pas sans cause, et les causes sont multiples : causes naturelles tels : le séisme, la pluviométrie très forte et la nature du sol, etc. ou humaines comme le déboisement, les terrassements, etc.

L'eau réduit la résistance au cisaillement du matériau et entraîne des glissements de terrains. Les terrains argileux ou marneux sont difficiles à drainer et les processus d'érosion par ruissellement rendent les pentes très instables.

La conception d'ouvrages de génie civil sur des pentes en mouvement est alors complexe et nécessite une reconnaissance du site ainsi qu'une bonne estimation des caractéristiques géomécaniques du sol.

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.

Il existe plusieurs méthodes de calcul de stabilité ayant toutes des avantages et des inconvénients, aucune n'est parfaite, car elles ne tiennent pas compte de la déformabilité du sol.

La méthode de Bishop simplifiée semble justifiée pour les surfaces de rupture circulaires, car elle permet de résoudre quasiment tous les problèmes sans que trop d'hypothèses simplificatrices ne soient formulées. De plus, son utilisation est aisée.

La stabilité des talus peut être améliorée avec différentes manières d'aplatissement du talus en modifiant la géométrie extérieure du sol (terrain), en effectuant un drainage extérieur, en utilisant des techniques d'amélioration du sol ou en installant des structures de soutènement tels que des murs de soutènement ou des pieux ou par introduction des éléments rigides ou souples, (murs de soutènements, murs gabions etc.).

Les techniques de stabilisation des glissements sont généralement du type ouvrages de confortement.

On fait appel à la stabilisation des talus par pieux lorsque le sol du talus n'a pas les caractéristiques suffisantes pour supporter son poids propre ou le poids d'une structure. Pour résister à des chargements horizontaux, on était autre fois contraint à ajouter des pieux inclinés. Aujourd'hui, les pieux verticaux sont conçus pour reprendre aussi les sollicitations latérales. Celles-ci peuvent être quasi-statiques ou dynamiques.

Le rabattement de la nappe et le renforcement par pieux diminue le risque de glissement, la modification de la géométrie qui se fait sur terrain par terrassement (substitution totale ou partielle) s'avère aussi comme une bonne solution pour augmenter la stabilité du site.

Les géosynthétiques sont utilisés le plus souvent pour :

- La gestion des eaux internes par un réseau de drainage (tranchées drainantes, géocomposites de drainage)
- La gestion des eaux superficielles par un réseau d'assainissement enterré et des ouvrages d'assainissement de surface étanchés à l'aide d'un géocomposite ;
- La réalisation de murs de soutènement renforcés par géotextiles associés à un parement cellulaire en béton végétalisable.

Les fonctions drainage par le géocomposite et la retenue de terre par le géosynthétique alvéolaire sur talus marneux permettent la stabilité des terres sur talus.

Pour stabiliser les talus marneux, une solution mixte associant un géocomposite pour le drainage et un géosynthétique alvéolaire pour la stabilité des talus.

Enfin, on peut dire que le mécanisme de glissement reste une opération complexe qui peut causer beaucoup de problème, mais une reconnaissance du site et une bonne analyse peut conduire à définir une solution de confortement plus au moins économique.

Bibliographie

Bibliographie

- [1] Philipponat G. (1979). Fondations et ouvrages en terre. Ed. Eyrolles. Paris. 402 p.
- [2] Samba S. (1991). Etude de la stabilité des talus de la carrière de Bouzareah. Mémoire de PFE. ENP. Alger. 114 p.
- [3] Hamidi M. (1994). Etude géotechnique de la stabilité des talus dans le quartier de Zerga de la mine d'Ouenza. Mémoires de Magistère. ENP. Alger. 162 p.
- [4] DURVILLE. J. L, SÈVE. G. Stabilité des pentes ; Glissements en terrain meuble, (Techniques de l'ingénieur, C254), 2015.
- [5] Jean-Pierre. M, déformabilité des sols tassements et consolidation, (technique de l'ingénieur, c214-2), 2000.
- [6] Glissements de terrain Causes, Office fédéral de l'environnement Division Prévention des dangers, 2009.
- [7] Allal M. A., (1999), "Comparaison entre Différentes Méthodes d'Analyse de Stabilité des Pentés : Etat de l'Art et Perspectives, Colloque Maghrébin de Génie- Civil, Annaba, Algérie".
- [8] Sébastien. G., (2005), "Géographe à l'Institut des Risques Majeurs Typologie des mouvements de terrain".
- [9] Benaïssa A. (1992). Eléments de mécanique des sols. OPU. Alger.
- [10] Benyounes K. (1989). Contribution à l'étude des glissements dans le terrain tendre – mine de fer – Ouenza. Mémoire de PFE. ENP. Alger. 128 p.
- [11] Lebbad. S. Etude d'un glissement de terrain sur la RN 24 PK 113+50, Wilaya de Boumerdes. Mémoire de fin d'étude, 2010.
- [12] Chakar A. (1989). Influence des paramètres naturels et technologiques sur la stabilité des talus. Mémoire de PFE. ENP. Alger. 112 p.
- [13] GmbH (1973). Les résultats des recherches géologiques réalisées à Djebel Medjounès près de Sétif (Algérie) pour l'implantation d'une cimenterie. Rapport inédit. 70 p.
- [14] Simakine V. (1986). Projet d'exploitation du gisement calcaire Medjounès pour une période de cinq années de 1985 à 1990. Notice explicative. Rapport inédit. U.R.E.G. 35 P.

- [15] aide mémoire de mécanique des sols, Gérard Degoutte (CGAAER), Paul Royet (Cemagref), Réédition 2009.
- [16] SCHLOSSER.F, (1989). 'Éléments de mécanique des sols...', Presses de l'École nationale des ponts et chaussées, Paris
- [17] Benyounes K. (1991). Etude géotechnique et analyse de la stabilité des talus dans la carrière de calcaire de Meftah. Mémoires de Magistère. ENP. Alger. 130 p.
- [18] Campy M., Macaire J.J., (2003). Géologie de la surface. Erosion, transfert et stockage dans les environnements continentaux. Dunod. Paris. 488 p.
- [19] Zerga M. W., Slimani F., 2001, Introduction à l'Analyse de la Stabilité des Pentes par la Méthode des Eléments Finis (programmation sous CASTEM 2000), Projet de Fin d'Etudes sous la direction de M. A. Allal et A. Megnounif, Département de Génie-Civil, Faculté des Sciences de l'Ingénieur, Université A. Belkaid, Tlemcen, Algérie.
- [20] Philipponat. G et Hubert B, (2002), Fondations et ouvrages en terre. Editions Eyrolles.
- [21] Bendadouche. H, Lazizi. S. Glissements de terrain et confortements. Edition Pages Bleues , 2013.

Annexes

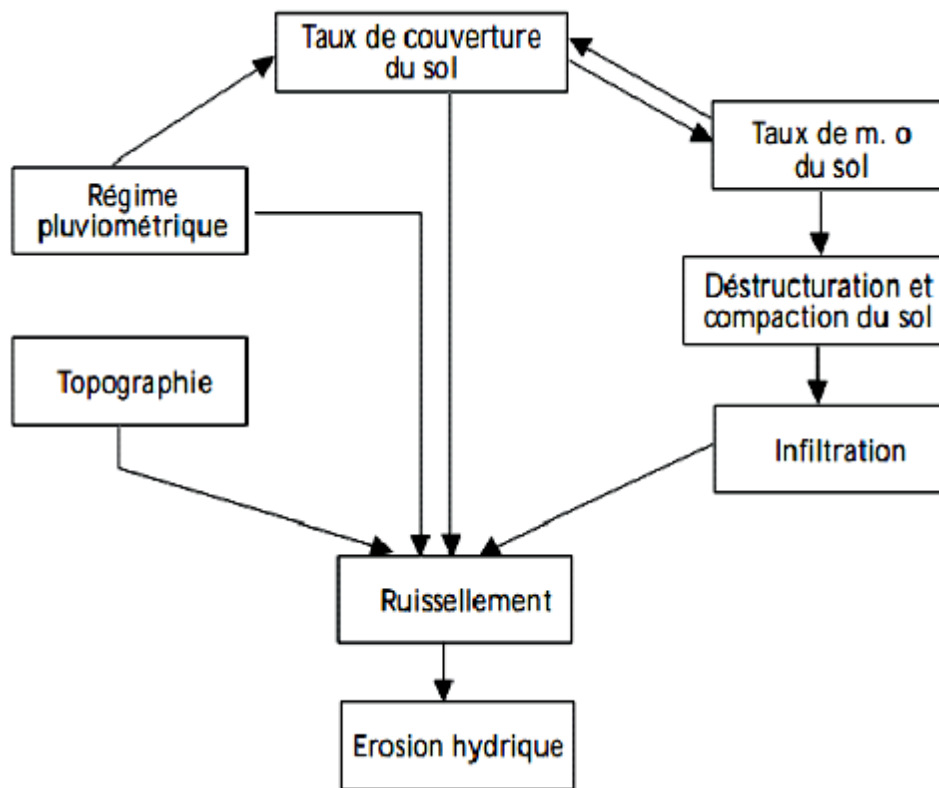


Figure 2 : processus général de l'érosion hydrique des sols (skouri,1984)

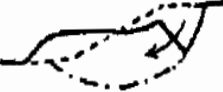
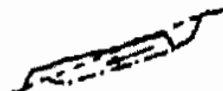






Classes	Types	Schéma	Terrains concernés	Remaniement interne	Vitesse moyenne
GLISSEMENTS DE TERRAIN <i>(sens strict)</i>	GLISSEMENT CIRCULAIRE (loupe)		roches peu cohérentes	plutôt faible	quelques cm à quelques m par jour
	GLISSEMENT PLAN		- marnes - alluvions - moraines		discontinu (saisons)
	GLISSEMENT DE NIVEAU D'ALTÉRATION		altérites		quelques m par jour
COULÉES	COULÉE DE SOLIFLUXION		roches meubles	plutôt fort	discontinu (saisons)
	COULÉE DE BOUE				plusieurs m par seconde variable (selon fluidité)
ÉCROULEMENTS	ÉCROULEMENT DE SURPLOMB		roches cohérentes		déclenchement très rapide
	ÉCROULEMENT D'AVAL PENDAGE		stratifiées ou non		chute en quelques secondes
FAUCHAGE				variable selon le stade	très lent quelques cm par an

Tableau I : Principales classes et types de déstabilisation sur les versants en fonction des terrains concernés (d'après Campy M., Macaire J.J., 2003)

Tableau II : Diversité des processus, des causes, des facteurs de l'érosion hydrique.

Les processus de dégradation et d'érosion et leurs formes	Les causes et les mécanismes	Les facteurs de résistance du milieu
<p>Dégradation par perte de structure. Forme particulière dans les terrains loessiques : formation de croûtes de battance</p>	<p>Nombreuses : Minéralisation des matières organiques, Compaction, etc.</p>	<ul style="list-style-type: none"> ◆ la résistance de la structure est fonction des teneurs en matière organique, en fer, en alumine, en argiles loculées, en cations adsorbés ; ◆ elle est aussi fonction du drainage de la nappe et de sa charge en ions ; ◆ la compaction est fonction du poids des outils utilisés, de la pression des pneus des tracteurs et de la fréquence des passages.
<p>Erosion mécanique sèche Forme : « creeping » (rampement des particules de sol)</p>	<p>Gravité, et poussée exercée par les outils de travail du sol</p>	<ul style="list-style-type: none"> ◆ Elle est fonction de l'intensité du travail du sol (fréquence des travaux et type d'outils). ◆ Elle dépend de la pente et de la cohésion du terrain.
<p>Erosion en nappe. Formes variées selon que l'on est dans la zone d'ablation ou de sédimentation.</p>	<p>Chocs des gouttes de pluie, et force tractrice exercée par le ruissellement diffus en nappe</p>	<ul style="list-style-type: none"> ◆ Le couvert végétal. ◆ La pente. ◆ La nature du sol. ◆ les techniques et structures antiérosives.
<p>Erosion linéaire. Formes : griffes, rigoles, ravines</p>	<p>Le ruissellement concentré. Son énergie dépend du volume écoulé et du carré de sa vitesse</p>	<ul style="list-style-type: none"> ◆ La vitesse de l'érosion est fonction de la pente et de la rugosité. ◆ Le volume ruisselé est fonction de la surface de bassin versant et de la capacité d'infiltration. ◆ La résistance dépend du profil du sol et des racines qui en forment l'armature.
<p>Erosion en masse Forme : creeping (rampement du sol), glissements ; coulées boueuses.</p>	<p>Gravité, déséquilibre des versants.</p>	<p>Facteurs aggravants :</p> <ul style="list-style-type: none"> ◆ Le poids de la couverture sol + eau + végétaux ; ◆ l'humidification du plan de glissement ; ◆ la topographie : existence d'un pendage parallèle à la pente ; présence de niveaux imperméables ou de « couches savons ».

(Roose, 1991)

Tableau III : Avantages et inconvénients des différentes techniques suivant l'approche dure (Nordine,2010)

TECHNIQUES	AVANTAGES	INCONVENIENTS
<ul style="list-style-type: none"> • Géotextiles 	<ul style="list-style-type: none"> • bonne résistance à la rupture • mobiliser le frottement du sol 	<ul style="list-style-type: none"> • lorsqu'on utilise des sols grossiers (particulièrement pour les matériaux provenant d'éboulements), il peut subsister des branches, des blocs anguleux qui poinçonnent le géotextile
<ul style="list-style-type: none"> • Géogrilles 	<ul style="list-style-type: none"> • bonne résistance à l'endommagement • excellente perméabilité (colmatage impossible) 	<ul style="list-style-type: none"> • peu de souplesse en flexion • recouvrement important conseillé (Tensar préconise 1,5 m)
<ul style="list-style-type: none"> • Pneusol 	<ul style="list-style-type: none"> • bonne résistance à l'endommagement • cout compétitif 	-
<ul style="list-style-type: none"> • Ancrage 	<ul style="list-style-type: none"> • excellent moyen surtout pour massif rocheux 	<ul style="list-style-type: none"> • sensibilité à la corrosion • difficulté de mise en œuvre • fissuration de la gaine de protection en coulis de ciment car mouvements du sol • perte de tension dans le temps
<ul style="list-style-type: none"> • Clous 	-	<ul style="list-style-type: none"> • limitation aux petits glissements • déconseillé en terrain meuble • onéreux et peu efficace
<ul style="list-style-type: none"> • Pieux 	-	<ul style="list-style-type: none"> • risque de déstabilisation du versant dans certains cas de sols lors de la mise en œuvre • fluage entre les pieux
<ul style="list-style-type: none"> • Durcissement 	<ul style="list-style-type: none"> • augmentation de la résistance au cisaillement 	<ul style="list-style-type: none"> • modification de l'écoulement de la nappe