

République Algérienne Démocratique et Populaire

*Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche
Scientifique*

Université Abderrahmane Mira de Bejaïa

Faculté de technologie

Département de génie civil

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

En vue de l'obtention du diplôme Master en génie civil

Option : Géotechnique.

Thème

**ETUDE DE STABILITE ET DE CONFORTEMENT
DU GLISSEMENT DE TERRAIN CW 16 AIT
IDRISS BEJAÏA**

Réalisé par :

M^{elle}, AMRI Malika

Encadré par :

Mr .T. KHEFFACHE

Jury:

M ,.....

M ,.....

Remerciements

Avant tout je tiens à remercier le bon Dieu tout puissant de m'avoir donné la force, la volonté et le courage pour arriver à ce jour et achever ce travail.

Je remercie mon promoteur T. KHEFFACHE de m'avoir encadré, guider et accompagner dans ce travail, je le remercie aussi pour son temps et sa patience.

J'exprime ma gratitude envers O. SADAOUY pour son aide, son soutien et ses précieux conseils.

Je remercie toute personne ayant contribué de loin ou de près à la réalisation de ce projet de fin d'étude, je cite L. MESHARI.

Enfin, je remercie les membres du jury qui m'ont fait l'honneur de juger mon travail, je vous exprime mon profond respect et croire à ma sincère gratitude.

Merci à tous et à toutes.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

A Yemma et Vava, y'a pas plus beau que ces deux mots. Je leur dis merci du fond de mon cœur pour votre soutien, aide, encouragement et votre amour inconditionnel, je vous aime.

A mes chers frères Oualid et Zinedine

A mes sœur Ghania, Lynda et ma belle sœur Nassima.

A ma cousine Fatima .

A mes biches Dylia et Baya.

A mes tantes et mes oncles (dada Ali).

A mon Halim,

A mes amies : Sylia, Selma, Fadila, Aldja, Souad, Koko, Hayat, Soraya, Djidji, Hassiba, Lynda, Lila, Halima, Ouiza, Nadjat, Saida, Sabrina, Souhila, Nassima

A toutes les familles : AMRI, TALEB,

A toute la promo 2014.

Sommaire

Introduction générale	1
-----------------------------	---

Chapitre I : contexte et cadre général de recherche sur le mouvement de terrain

I.1. Introduction.....	3
I.2. Glissement de terrain	3
I.2.1. Les mouvements lents.....	3
I.2.2. Les mouvements rapides.....	7
I.3. Les caractéristiques d'un glissement de terrain	8
I.3.1. Les éléments morphométriques et morphologiques composant un glissement de terrain	9
I.3.2. Les facteurs d'instabilités.....	11
I.3.3. Facteur aggravant.....	12
I.3.3.1. Activité anthropique.....	12
I.3.3.2. Les précipitations pluriannuelles	12
I.3.4. Facteurs déclencheur.....	12
I.3.4.1. Fortes précipitations/fonte des neiges	12
I.3.4.2. L'activité tectonique récente à actuelle.....	13
I.4. Quelques exemples de glissement à travers le territoire algérien.	13
I.4.1. Glissement de Constantine :.....	13
I.4.2. Glissement de Darguina (Bejaia)	13
I.4.3. Glissement a Tizi Ouzou.....	14
I.5. Conclusion.....	14

Chapitre II : Confortement des glissements

II. Confortement des glissements	15
II.1. Introduction	15
II.2. Type de protection utilisée	15
II.2.1. Le drainage	15
II.2.2. Collecte et canalisation des eaux de surface.....	16
II.2.3. Tranchés drainants	16
II.2.4. Masque et éperons drainants.....	16
II.2.5. Drains subhorizontaux	16
II.2.6. Drains verticaux.....	17

II.3. Terrassement.....	17
II.3.1. Remblai de pied	18
II.3.2. Allégement en tête	18
II.3.3. Reprofilage	18
II.3.4. Substitution totale ou partielle	19
II.3. Ouvrage de soutènement	20
II.3.1. Confortement par ouvrages rigides.....	20
II.3.1.1. Murs en béton armé ou murs cantilever	20
II.3.1.2. Murs à contreforts.....	21
II.3.1.3. Parois moulées	22
II.3.1.4. Parois berlinoises	23
II.3.1.5. Divers murs.....	24
II.3.2. Confortement par ouvrages souples	25
II.3.2.1. Mur gabion	25
II.3.2.2. Massif renforcé par géotextile	25
II.4. Stabilité des pentes	27
II.4.1. Introduction	27
II.4.2. coefficient de sécurité	28
II.4.3. Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité	28
II.4.4. Calculer le coefficient de sécurité.....	29
II.4.5. Facteurs influençant la stabilité des talus	30
II.5. Méthodes classiques d'étude de stabilité.....	31
II.5.1 Introduction	31
II.5.2. Calcul à la rupture.....	31
II.5.2.1. Rupture plane.....	31
II.5.2.2. Méthode de Fellenius (rupture circulaire)	32
II.6. Conclusion	33

Chapitre III : Conception et dimensionnement d'ouvrages de soutènements

III.1. Critère de dimensionnement d'un mur en béton armé	34
III.1.1. Principe du prisme de Coulomb	34
III.1.2. Théorie de RANKINE.....	35
III.1.3. Notion d'état d'équilibre limite.....	36
III.1.4. Facteurs influant sur les poussées et butées	36

III.1.4.1. Valeurs de la rugosité ($\delta\varphi$).....	36
III.1.4.2. Coefficient de poussée et de butée	37
III.4.3. Action de la surcharge q_1	38
III.1.5. Principe de dimensionnement des murs de soutènement :	38
III.1.5.1. Poinçonnement de sol et tassement :	38
III.1.5.2. Stabilité du mur au renversement.....	39
III.1.5.3. Stabilité au glissement de la fondation.....	39
III.1.5.4. Stabilité générale du terrain.....	40
III.1.6. Les combinaisons d'actions à considérer sont les suivantes	40
III.2. Critère de dimensionnement et de justification d'un mur renforcé en géotextile	41
III.2.1. Introduction	41
III.2.2. Eléments généraux de construction.....	41
III.2.3. Principe de justification.....	41
III.2.3.1. La stabilité externe	41
III.2.3.2. La stabilité générale.....	42
III.2.3.3. La stabilité mixte	42
III.2.3.4. Les état limites ultimes à vérifier	43
III.2.4. Calcul de l'effort de traction maximal aux ELU	44
III.2.4.1. Combinaisons d'actions	44
III.2.4.2. Approches de calcul	44
III.2.4.3. Effort de traction maximal calculé aux ELU	44
III.2.5. Calcul des résistances des nappes	45
III.2.5.1. Contribution des éléments de renforcement à la stabilité de l'ouvrage	45
III.2.5.2. Résistance en ancrage des nappes	45
III.2.5.3. Résistance en traction caractéristique.....	46
III.3. Critères de dimensionnement des gabions	46
III.3.1. Géométrie du mur.....	46
III.3.2. Critères de vérification des ouvrages en gabions	47
III.3.2.1. Critère de vérification au glissement.....	47
III.3.2.2. Critère de vérification au renversement (ou basculement).....	48
III.3.2.3. Critère de vérification au poinçonnement	48
III.3.2.4. Stabilité générale	49
III.3.3. Interaction sol/mur gabion.....	50

III.3.3.1. Doit-on prévoir un système de drainage à l'arrière de l'ouvrage ?	50
III.3.3.2. Faut-il utiliser un géotextile ?.....	50
III.3.3.3. Utilité des éperons drainant	51
III.4. Conclusion.....	51

Chapitre IV : Calcul sismique des soutènements

IV.1. Calcul des murs sous l'action sismiques.....	52
IV.1.1. Poussée des terres.....	52
IV.1.2. Poussée des surcharges	53
IV.1.3. Effet de butée	53
IV.2. Justification de la stabilité du mur	53
IV.3. Conclusion	54

Chapitre V : Géologie et hydrogéologie du site

V.1. Présentation du site.....	55
V.1.1. Introduction	55
V.1.2. Reconnaissance du site	55
V.1.2.1. Situation du site	55
V.1.2.2. Topographie.....	55
V.1.2.3. Géologie	55
V.1.2.4. La densité, la population et la superficie de DERGUINA	57
V.1.2.5. Situation géographique.....	57
V.1.2.6. Hydrogéologie et hydrologique du site	57
V.1.2.6.1. Hydrogéologie	57
V.1.2.6.2. Hydrologie.....	58
V.1.2.7. Climat	58
V.1.2.7.1. Pluviométrie	59
V.1.2.7.2. Les températures.....	60
V.1.3. Sismicité de la région de Bejaia	60
V.2. Etude géotechnique du site.....	61
V.2.1. Introduction	61
V.2.2. Essais in situ	61
V.2.2.1. Sondage carottés.....	61
V.2.2.2. Essai pressiométrique	62
V.2.3. Interprétation des essais in situ.....	63

V.2.4. Classification sismique du site RPA/2003	64
VI.5. Conclusion	65

Chapitre VI : calcul de stabilité et étude de confortement

VI. Calcule de stabilité et étude de confortement	66
VI.1. Introduction	66
VI.2. Évaluation du degré de stabilité du site.....	66
VI.2.1. Analyse du glissement par un calcul manuel	66
VI.2.2. Analyse du glissement par « plaxis ».....	68
VI.3. Techniques de stabilisation	69
VI.4. Stabilité du mur de soutènement	71
VI.4.1. Stabilité statique	71
VI.4.1.1. Critères de stabilité.....	71
VI.4.2. Etude sismique du mur de soutènement.....	75
VI.4.2.1. Justification de la stabilité du mur	76
VI.4.2.2. Ferrailage du mur de soutènement en B.A.....	77
VI.5. Étude de stabilité du mur gabion.....	78
VII.5.1. Dimensionnement du mur gabion.....	78
VI.5.2. Vérification de la stabilité	79
VI.6. Conclusion	80
Conclusion generale.....	81

Liste des figures

Figure I.1: Glissement de terrain a St Jude, Quebec	3
Figure I.2 : Illustration d'un affaissement progressif sous une zone agricole suite à une exploitation minière.....	4
Figure I.3: Tassement. (www.developpement-durable.gouv.fr)	4
Figure I.4 : Glissement de terrain.....	5
Figure I.5: Ce relief qui ressemble à une plage surélevée à Rhossili (Pays de Galles), est en fait une terrasse de solifluxion.. ..	6
Figure I.6: Le phénomène de fluage.....	6
Figure I.7: Fauchage dans la vallée de la Jogne.	7
Figure I.8: Effondrement des toits des cavités souterraines à Guatemala.....	7
Figure I.9: Chute de blocs.	8
Figure I.10: coulée de boue du plateau d'assy	8
Figure I.11: Bloc diagramme représentant le mouvement de versant idéal	9
Figure I.12: description des éléments morphométriques morphologiques composant un glissement de terrain.....	11
Figure I.13: photo de Constantine	13
Figure I.14: Glissement de terrain a Dargaina	13
Figure I.15: Glissement TIZI OUZOU.	14
Figure II.1: Drains subhorizontaux	17
Figure II.2: Travaux de terrassement	18
Figure II.3: Remblais de pied.....	18
Figure II.4: Les différentes méthodes de stabilisation par terrassement.	19
Figure II.5: Substitution partielle	19
Figure II.6: Nomenclature des termes usuels	21
Figure II.7: Mur à contrefort en béton armé.....	21
Figure II.8 a, b, c: Diverses dispositions de bèches	22
Figure II.9: Parois moulées	23
Figure II.10: Paroi berlinoise provisoire et définitive	23
Figure II.11: Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée	24
Figure II.12: Mur gabion.....	25

Figure II.13 : La fonction de renforcement	26
Figure II.14 : Différents mécanismes des renforcements horizontaux.....	27
Figure II.15 : Utilisation des nappes de géosynthétiques pour le renforcement des murs de soutènement.....	27
Figure II.16 : Facteurs influençant la stabilité du talus	30
Figure II.17 : Critère de rupture de Coulomb.....	31
Figure II.18 : Les forces agissant sur une tranche i.....	33
Figure III.1 : Coin de prisme de coulomb.	34
Figure III.2: Calcul de K_a et de K_p sols pulvérulents ($\beta = 0$).	35
Figure III.3 : Coin de coulomb.....	37
Figure III.4 : Distribution des contraintes normales sous la fondation	39
Figure III.5: Stabilité générale : exemple de surface de rupture potentielles.....	42
Figure III.6 : Stabilité mixte : exemples de surfaces de ruptures potentielles.	42
Figure III.7: Zone d'étude de la stabilité mixte d'un ouvrage (« zone d'influence du projet »).	43
Figure III.8: Les forces agissant sur le mur.....	47
Figure III.9: Stabilité au renversement.....	48
Figure III.10 : Stabilité au poinçonnement.....	49
Figure III.11: Stabilité générale	50
Figure V.1 : Situation du site [illustration par Google Map]	55
Figure V.2: Carte géologique de la wilaya de Bejaia 1/500 000.....	56
Figure V.3: Photos prise sur le site.	56
Figure V.4: Situation géographique de la commune de Derguina	57
Figure V.5: Répartition du réseau hydrographique de la ville de Bejaia.	58
Figure V.6: Les moyennes mensuelles des précipitations de la station de Bejaia-aéroport.....	59
Figure V.7: Les données climatiques pour Bejaia.....	60
Figure VI.1: Découpage de tranche de talus.	67
Figure VI.3 : Modèle du versant instable.....	68
Figure VI.4: Evolution du coefficient de sécurité donner par plaxis	68
Figure VI.5: Mur de soutènement a contrefort en béton armé.....	69

Figure VI.6: Les forces agissant sur le mur	71
Figure VI.7 : Dimensions mur gabion.....	76

Liste des tableaux

Tableau II.1 : Le rôle de l'eau dans le mécanisme des mouvements de terrain (Terzaghi, 1950 et Bombard, 1968).....	15
Tableau II.2 : coefficient de sécurité selon l'importance de l'ouvrage	29
Tableau III.1 : Valeur de rugosité (δ/φ).....	37
Tableau III.2 : Valeurs de K_a et K_p d'après Caquot et Kerisel pour ($\beta = \lambda = 0$).....	38
Tableau III.3 : Vérifications minimales à mener aux ELU pour justifier la stabilité d'un ouvrage renforcé par nappes géosynthétiques.....	44
Tableau V.1 : Caractéristiques physico-mécaniques du sol.....	63
Tableau V.2 : Résultat de l'essai pressiométrique.	63
Tableau VI.1: Résultats de calcul de la méthode des tranches.....	67
Tableau VI.2 : Caractéristiques des couches.....	68
Tableau VI.3: Données caractéristiques du sol	70
Tableau VI.4: Poids et moment résultant du mur en béton armé	72
Tableau VI.5: Ferrailage du mur de soutènement en béton armé	76
Tableau VI.5: Le poids et le moment stabilisateur résultant du mur	77

Liste des symboles

m : Nombre total de tranches.

R : rayon du cercle de glissement.

c_i & ϕ_i : Caractéristiques mécaniques de la couche dans laquelle est situé l'arc de la tranche AB.

Q_a : poussée active maximale, résultante appliquée au tiers de la hauteur du mur à partir de la base.

γ_h : poids volumique humide.

kp : Coefficient de butée.

ka : Coefficient de poussée actif des terres.

φ : Angle de frottement interne du sol.

K_0 : Coefficient de pression des terres au repos, il dépend de la nature du sol, de la profondeur considérée et de son histoire géologique.

M_s : Moment stabilisant par rapport à l'arête externe de la fondation.

M_r : Moment de renversement dû aux poussées.

$tg\psi$ = f (frottement fondation- sol).

G_{max} : Actions permanentes défavorables.

G_{min} : Actions permanentes favorables.

G_w : Actions des pressions hydrostatiques.

Q_k : Valeur caractéristiques des actions variables.

λ_R : Coefficient de mobilisation de la résistance au cisaillement du sol, pris égal à 1.1.

$T_{dst;d}$: Valeur de calcul de l'effet déstabilisant des actions qui agissent sur le massif limité par la surface de glissement étudiée.

$R_{dst;d}$: Valeur de calcul de la résistance stabilisatrice ultime mobilisée le long de la surface de glissement correspondante.

$R_{fe;d}$: Valeur de calcul de la résistance ultime d'interaction sol/renforcement mobilisable à l'extérieur de la surface de rupture potentielle.

$R_{t;d}$: Valeur de calcul de la résistance ultime en traction caractéristique dans la section courante du renforcement.

τ_{sg} : Résistance au cisaillement à l'interface sol/géosynthétique.

σ'_v : Contrainte verticale effective.

c_{sg} : Adhérence à l'interface sol/géosynthétique.

φ_{sg} : Angle de frottement à l'interface sol/géosynthétique (déterminé soit en arrachement, norme NF EN 13738, soit en cisaillement direct, norme NF EN ISO 12957-1).

P_s : Deux fois le taux de couverture de la nappe par mètre de parement.

L_a : Longueur d'ancrage entre la surface de rupture et de l'extrémité arrière de la nappe.

$\gamma_{M,f}$: Facteur partiel de la résistance d'interaction sol/renforcement.

Γ_{vieil} : Coefficient partiel lié au vieillissement des produits géosynthétiques, par exemple par hydrolyse ou oxydation, dépendant des conditions d'environnement du produit.

Γ_{instal} : Coefficient partiel correspondant à l'endommagement des renforcements géosynthétiques produit par leur installation et le compactage des remblais.

H : Hauteur de l'ouvrage.

K_{ad} : Coefficient de poussée dynamique des terres.

P_{ad} : Poussée active dynamique globale.

β : Angle de la surface du remblais par rapport à l'horizontale.

φ : Angle de frottement interne du remblai sans cohésion (*).

k_h et k_v : Coefficients sismiques horizontal et vertical.

A : Coefficient d'accélération de zone sismique.

E_{ws} : Poussée statique de l'eau.

E_{wd} : Poussée dynamique de l'eau.

INTRODUCTION GENERALE

Les glissements de terrain sont des phénomènes géomorphologique, ils constituent la classe la plus vaste de phénomènes naturels, et la plus étudiée du point de vue mécanique. Ils constituent un risque majeur pour les populations, à cause des dommages qu'ils peuvent engendrer qui peuvent toucher aux bien et provoquer dans certains cas des pertes de vie humaines.

De nombreux paramètres, naturels ou entropiques, conditionnent l'apparition et le développement des mouvements de terrain (géologie, hydrogéologie, urbanisation, etc.).

Les mouvements de terrains engendrent plusieurs phénomènes tels que : les glissements de terrains, les coulées de boues, les chutes de blocs, les effondrements karstiques, les fontis et affaissements, le retrait-gonflement des argiles, etc.

Les volumes de sol misent en jeu sont très variables, ils dépendent de la profondeur du champ de glissement, voir de quelques mètres cubes à des milliers de mètres cubes de terres, de roches, de boues qui peuvent soudainement menacer une agglomération, des habitations à la faveur d'une crue, d'un léger séisme ou sous l'effet d'anthropisation. Ainsi, l'extension des glissements de terrain peut varier de simples glissements de talus très localisés, aux mouvements de grandes ampleurs concernant l'ensemble d'un versant.

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier et stabiliser un glissement de terrain situé à la wilaya de Bejaia sur CW 16 Ait Idriss.

Notre travail se devise en trois parties :

La première partie est consacrée à l'étude bibliographique, dans cette partie on expose les types de mouvements de terrain, les facteurs influençant sur ces mouvements, les différents types de phénomènes engendré, les méthodes de calcul de stabilité et les méthodes de confortement.

La deuxième partie est consacré aux méthodes de dimensionnement et de justification d'un mur en béton armé a contrefort, d'un mur gabion, d'un mur renforcé par les géotextiles et enfin a l'étude sismique.

La troisième partie contient l'étude et l'analyse du glissement, les données géotechniques et géométriques du projet qui vont nous permettre d'analyser ce glissement avec le logiciel PLAXIS 8.2, pour déterminer la surface de rupture et son coefficient de sécurité.

Après nous procéderons aux dimensionnements, l'étude statique et sismique du mur de soutènement en béton armé à contrefort et l'étude statique du mur gabion.

Nous finirons notre travail par une conclusion générale qui résume tout ce qu'on a pu faire dans ce mémoire.

I. Contexte et cadre général de recherche sur le mouvement de terrain

I.1. Introduction

Les mouvements de terrains regroupent un ensemble de déplacements. Les volumes en jeu sont des milliers de mètres cubes de terre, de roches, de boues peuvent soudainement menacer un village, des habitations, à la faveur d'une pluie importante, d'un léger séisme ou de travaux entrepris par l'homme. Les mouvements de terrain sont dits « gravitaire » c'est-à-dire qu'ils ont pour moteur principal la force de gravité, la pesanteur.

I.2. 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 I.1: Glissement de terrain a Taiwan [1]

I.2.1. Les mouvements lents

Ils entraînent une déformation progressive des terrains, pas toujours perceptible par l'homme. Ils regroupent les affaissements, les tassements, les glissements, la solifluxion, le retrait-gonflement, le fluage et le fauchage.

❖ L'affaissement

C'est un mouvement de terrain progressif lié à la présence de grandes zones exploitées à plus grande profondeur (de quelques dizaines de mètres à plusieurs centaines de mètres). Il se manifeste par le tassement progressif des terrains de surface et la formation d'une cuvette d'affaissement, comme montré ci-dessous (figure I.2).



Figure I.2 : Illustration d'un affaissement progressif sous une zone agricole suite à une exploitation minière [2]

❖ Le tassement

Il est lié à un mouvement de terrain progressif qui s'apparente à un affaissement mais avec des effets de moindre ampleur. Ce phénomène est lié à un décompactage de matériaux soit à faible profondeur (galeries remblayées ou effondrées par exemple), (figure I.3), soit sur des stockages de stériles (terrils, bassins à schlamms).

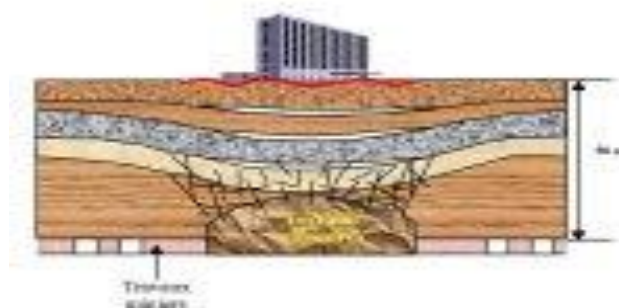


Figure I.3: Tassement [3]

❖ 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.

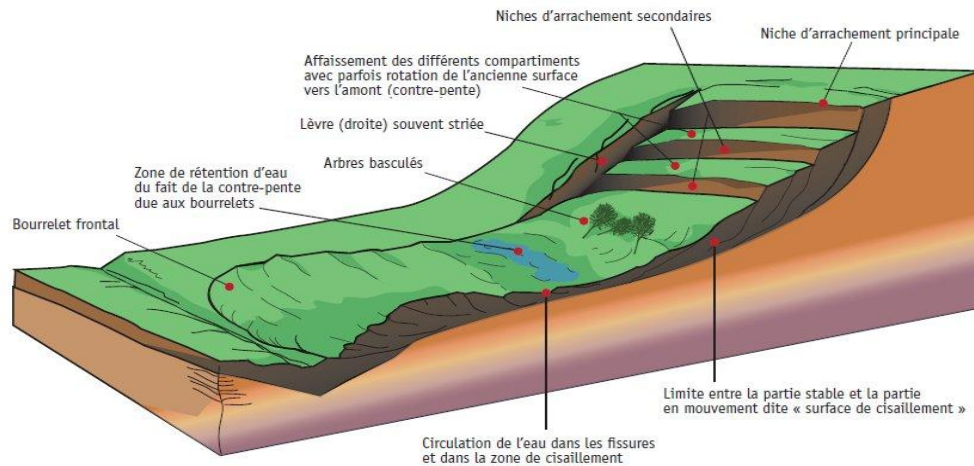


Figure I.4 : Glissement de terrain [3]

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

- **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.

- **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.

❖ Le retrait-gonflement

Il se manifeste dans les sols argileux et est lié aux variations en eau du terrain. Lors des périodes de sécheresse, le manque d'eau entraîne un tassement irrégulier du sol en surface : on parle de retrait. A l'inverse, un nouvel apport d'eau dans ces terrains produit un phénomène de gonflement. Des tassements peuvent également être observés dans d'autres types de sols (tourbe, vase, loess, sable liquéfiable, etc.) lors des variations de leur teneur en eau.

❖ 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. En Allemagne, les dépôts de solifluxion datant du *dryas récent* ont une épaisseur homogène de 0,4 à 0,7 mètres. Les dépôts en bas des pentes qui résultent de la solifluxion sont appelés *colluvions*.



Figure I.5: Ce relief qui ressemble à une plage surélevée à Rhossili (Pays de Galles), est en fait une terrasse de solifluxion [4]

❖ 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.

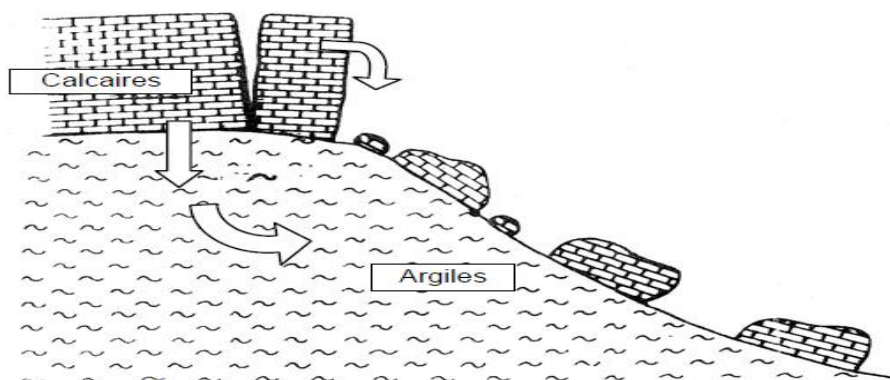


Figure I.6: Le phénomène de fluage [5]

❖ 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 I.7).



Figure I.7: Fauchage dans la vallée de la Jogne (Broc, FR) [6]

I.2.2. Les mouvements rapides

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

❖ Effondrements

Ils ont pour origine l'existence de cavités souterraines créées soit naturellement par dissolution (calcaire, gypse) ou entrainement de matériaux fins, soit par l'activité de l'homme (mines, carrières...). L'effondrement est en général brutal et difficile à prévoir (Figure I.8).



Figure I.8: Effondrement des toits des cavités souterraines à Guatemala [4]

❖ 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 I.9).

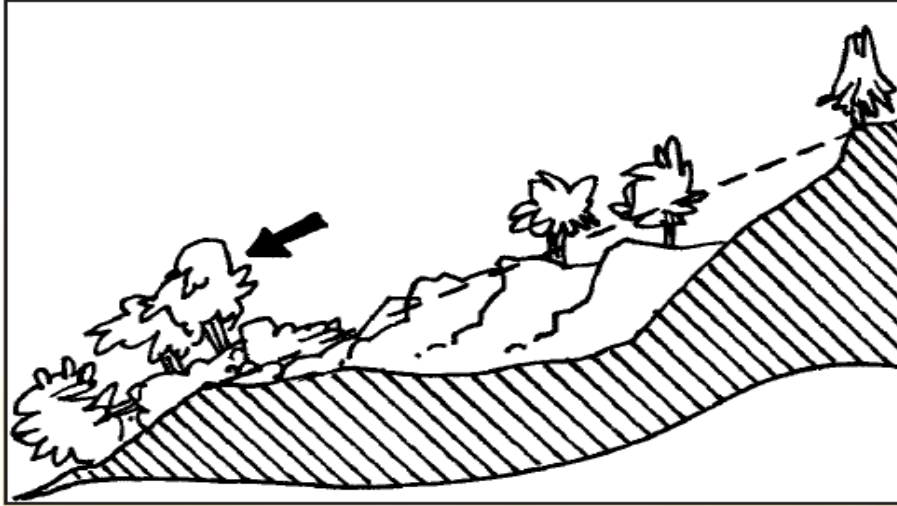


Figure I.9: Chute de blocs

❖ Les coulées boueuses

Lorsque les matériaux meubles d'un versant sont détrompés par des pluies abondantes ou la fonte des neiges, le matériau n'adhère plus à la pente et glisse en masse. L'eau peut aussi provenir du terrain (poches d'eau non drainées) ou être apportée par un ruisseau (Figure I.10).

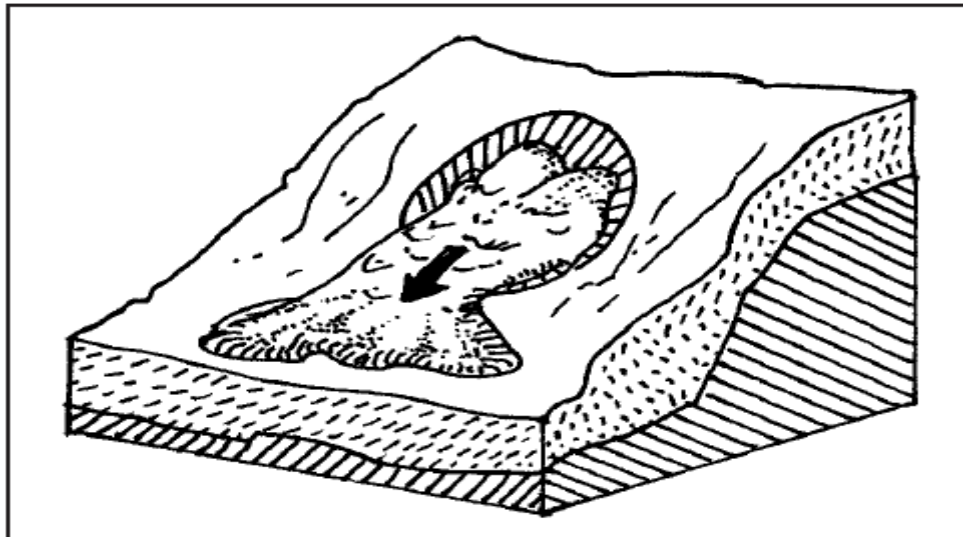


Figure I.10: coulée de boue du plateau d'assy

I.3. Les 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.

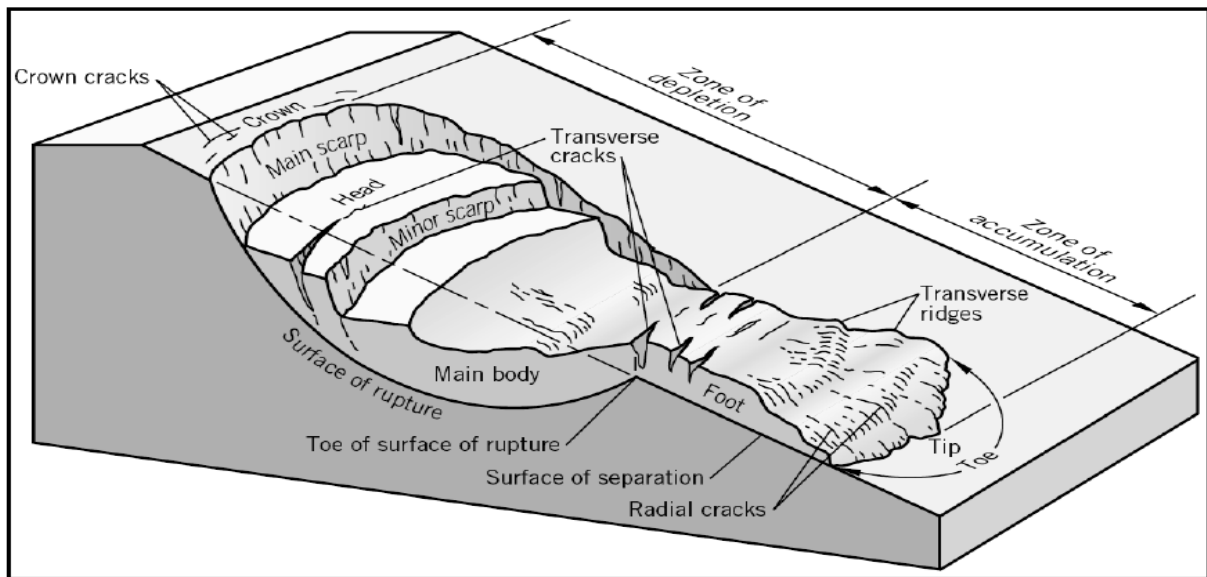


Figure I.11: Bloc diagramme représentant le mouvement de versant idéal [7]

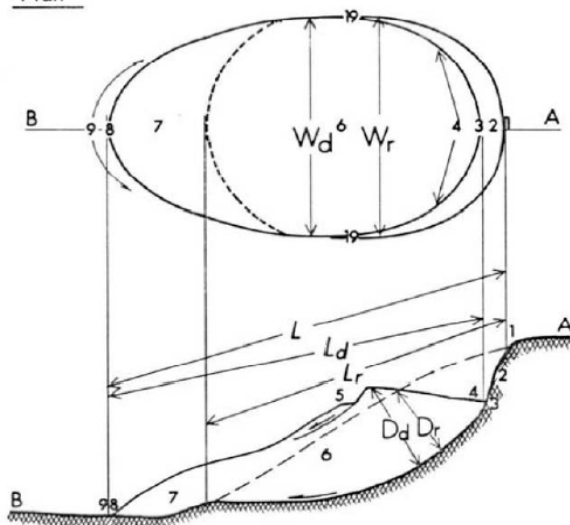
I.3.1. Les éléments morphométriques et morphologiques composant un glissement de terrain

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(2), 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 (13) se trouve en contact avec l'escarpement principal (2).
- **Tête** : Partie amont se la masse glissée sur l'escarpement principal (2).
- **Escarpement secondaire** : Cicatrice semblable à l'escarpement principal (2) mais visible dans la masse glissée.
- **Corps** : Partie du matériau glissée (13) au dessus de la surface de glissement (10) en amont du pied de la surface de glissement (11).
- **Pied** : Partie de la masse glissée (13) en aval du pied de la surface de glissement (11).
- **Extrémité aval** : Extrémité aval du matériau glissé (13).
- **Front** : Partie la plus aval du matériau glissé (13), en général de forme convexe.
- **Surface de glissement** : Prolongation en profondeur de l'escarpement principal (2) au-dessous de la masse glissée (13).
- **Pied de la surface de glissement** : L'intersection aval de la surface topographique initiale et la surface de glissement (10).

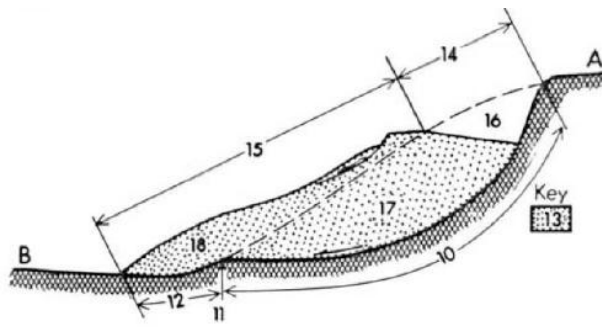
- **Surface de séparation** : Surface séparant la masse glissée (13) des terrains en place, partie de la surface de glissement (10).
- **Matériau glissé** : Matériau qui a glissé, partie d'un glissement de terrain.
- **Zone d'affaissement** : Zone d'un glissement de terrain où la masse glissée (13) est au-dessous de la surface topographique originale.
- **Zone d'accumulation** : Zone d'un glissement de terrain où la masse glissée (13) est au dessus de la surface topographique originale.
- **Niche d'arrachement** : Volume situé au-dessus de l'escarpement principal et la masse affaissée (17) et au dessous de la surface topographique originale.
- **Masse affaissée** : Partie de la masse glissée (13) recouvrant la surface de glissement (11), qui est située au dessous de la surface topographique originale.
- **Accumulation** : Partie de la masse glissée (13) qui est située au-dessus de la surface de la surface topographique originale.
- **Flanc** : Limite latérale du glissement prolongeant l'escarpement principal(2). 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 .

Plan



Sections

- 1 : crête, couronne
- 2 : escarpement principal
- 3 : sommet : partie la plus haute du glissement
- 4 : tête : partie la plus haute en glissement
- 5 : escarpement mineur
- 6 : corps principal
- 7 : pied du glissement
- 8 : extrémité du glissement
- 9 : front du glissement
- 10 : surface de rupture
- 11 : front de la surface de rupture
- 12 : surface de séparation
- 13 : matériau déplacé
- 14 : zone d'arrachement
- 15 : zone d'accumulation
- 16 : surface arrachée
- 17 : masse arrachée
- 18 : masse accumulée



- (L_r) : Longueur de la surface de rupture
 (L_d) : Longueur de la masse glissée
 (L) : Longueur totale
 (W_r) : Largeur de la surface de glissement
 (W_d) : Largeur de la masse glissée
 (D_r) : Profondeur de la surface de rupture
 (D_d) : Profondeur de la masse glissée

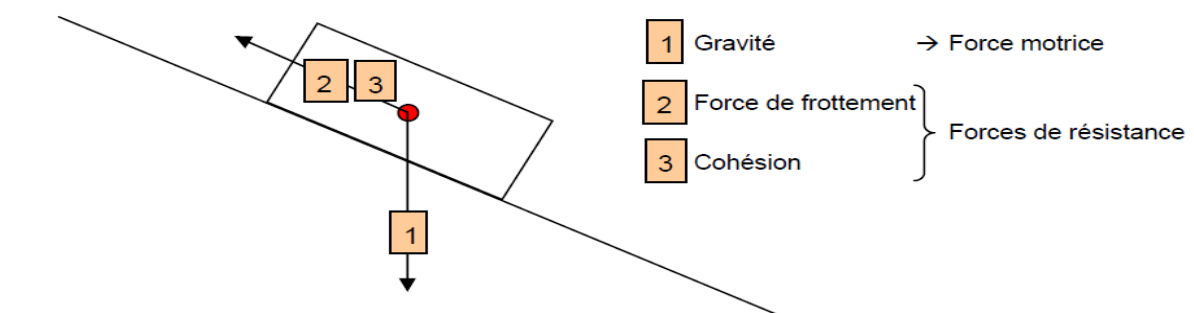
Figure I.12: Description des éléments morphométriques morphologiques composant un glissement de terrain [7]

I.3.2. 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.



Vien s'ajouté l'histoire géologique du versant (lithologie, structure,...) et les processus glaciaire associés. Elles définissent les paramètres qui ne sont pas susceptibles de changer au cours du temps et représentent les prédispositions des pentes à glisser.

- **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.

I.3.3. Facteur aggravant

I.3.3.1. 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.

I.3.3.2. Les précipitations pluriannuelles

Les variations de l'isotherme du C°, les fluctuations du niveau piézométrique et le bilan hydrogéologique constituent les principaux paramètres pouvant abaisser le facteur de sécurité jusqu'à une valeur proche de 1.

I.3.4. Facteurs déclencheur

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

I.3.4.1. 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.

I.3.4.2. 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.

I.4. Quelques exemples de glissement à travers le territoire algérien

I.4.1. Glissement de Constantine

Plusieurs maisons sont « menacées par le phénomène de glissement de terrain » à Constantine, annoncent les services de la Protection civile.



Figure I.13: Eboulement rocheux Constantine [8]

I.4.2. Glissement de Darguina (Bejaia)

La daïra de Darguina, qui englobe trois communes rurales (Darguina, Taskriout, Aït Smaïl), est devenue ces dernières décennies le théâtre de différents glissements de terrain qui menacent continuellement la population.



Figure I.14: Glissement de terrain à Darguina Ait Smaïl [8]

I.4.3. Glissement a 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 I.15: Glissement Tala Méhalef TIZI OUZOU [8]

I.5. 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.

II. Confortement des glissements

II.1. Introduction

Les glissements de terrain ou tous types d'instabilités constituent un obstacle devant le développement de l'être humain et ces essais d'améliorer ses conditions de vie. Il est nécessaire donc de maîtriser les techniques de confortement en vue de stabiliser ces mouvements de terrains.

Les deux principales actions de défense portent sur l'eau et le couvert végétal, dont les résultats sont attendus respectivement à court et moyen terme.

II.2. Type de protection utilisée

II.2.1. Le drainage

L'eau est la cause de l'instabilité des versant naturel et des talus crée artificiellement, et il est à l'origine de glissement, de laves torrentielles, coulées et même des déformations de versants. Il s'agit d'en réduire la teneur en eau dans les matériaux en surface et en profondeur. Le tableau suivant, illustre le rôle de l'eau dans le mécanisme des mouvements de terrain.

Tableau II.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.

II.2.2. 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 à s'infiltrer dans les fissures, à 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.

II.2.3. 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).

II.2.4. 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.

II.2.5. Drains subhorizontaux

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

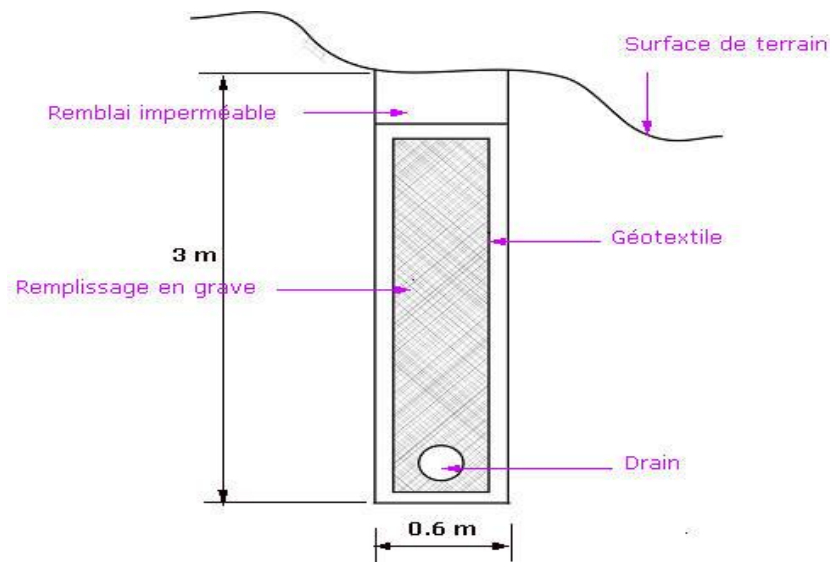


Figure II.1: Drains subhorizontaux [4]

II.2.6. 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.

II.3. Terrassement

Parmi les travaux de terrassements 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 tres 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 II.2: Travaux de terrassement [4]

II.3.1. Remblai de pied

Le chargement en pied d'un glissement est une technique souvent utilisée et généralement efficace (figure II.3). l'ouvrage est aussi appelé banquette, berme ou butée, agit par contrebalancement des forces motrices. Pour qu'il soit efficace, il faut réaliser un encrage dans les formations sous-jacentes en place. Le dimensionnement doit justifier de la stabilité au renversement, de la stabilité au glissement sur la base et de la stabilité au grand glissement. La stabilité au grand glissement suppose que:

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

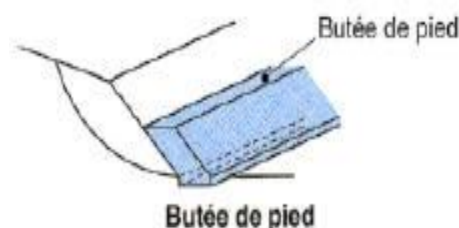


Figure II.3: Remblais de pied [9]

II.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. la méthode de dimensionnement consiste en un calcul de stabilité le long de la surface de rupture déclarée en prenant en compte la modification de géométrie en tête. On peut également substituer le matériau terrassé par un matériau léger (polystyrène, matériau à structure alvéolaire, etc.).

II.3.3. Reprofilage

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

Les techniques de terrassement s'accompagnent fréquemment de purges du matériau déplacé par le glissement. Cette technique est généralement limitée aux glissements de taille modeste. Dans certains cas, on peut purger l'ensemble du matériau glissé, à condition que la surface mise à nu soit stable.

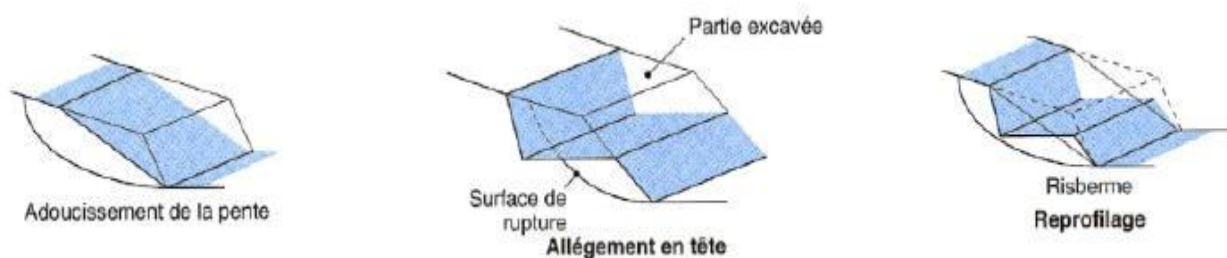


Figure II.4: Les différentes méthodes de stabilisation par terrassement [9]

II.3.4. Substitution totale ou partielle

La substitution totale consiste à purger l'ensemble des matériaux glissés ou susceptibles de glisser, et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité. Cela permet de reconstituer le profil du talus initial. Il est important de vérifier la stabilité du talus définitif et même au cours des phases de travaux, on prend en compte les caractéristiques du matériau de substitution et du matériau en place.

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

La substitution partielle est souvent employée, sous forme de bèches ou de contrefort discontinus.

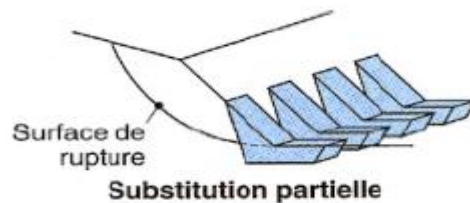


Figure II.5: Substitution partielle [9]

II.3. Ouvrage de soutènement

Un ouvrage de soutènement est une construction destinée à prévenir l'éboulement ou le glissement d'un talus raide. Les ouvrages de soutènement sont essentiellement employés, soit en site montagneux pour protéger les chaussées routières contre le risque d'éboulement ou d'avalanche, soit en site urbain pour réduire l'emprise d'un talus naturel, en vue de la construction d'une route, d'un bâtiment ou d'un ouvrage d'art. il existe deux grandes classes d'ouvrages de soutènement :

- Confortement par ouvrages rigides.
- Confortement par ouvrages souples.

Ces ouvrages se différencient les uns des autres essentiellement par :

- Leur morphologie (ouvrages massifs, ouvrages en béton armé, etc.).
- Leur mode de fonctionnement et les méthodes de dimensionnement dont ils relèvent.
- Les matériaux qui les constituent (maçonnerie, béton armé ou non, aciers ordinaires ou aciers pour précontrainte, géosynthétiques, sols rapportés traités ou non, etc.).
- Leur mode d'exécution, qui peut être très différent suivant le type d'ouvrage concerné.
- Leur domaine d'emploi privilégié, qui dépend naturellement de nombreux facteurs (ouvrage en remblais ou en déblais, conditions particulières de site : terrestre, urbain, aquatique, montagneux, instable, etc.).

II.3.1. Confortement par ouvrages rigides

Sont lesquels où la surface en contact avec le terrain est indéformable. Les contraintes sont dictées par les déplacements. Les murs de soutènement classiques sont les ouvrages les plus courants de cette catégorie. La poussée est reprise par le poids de l'ouvrage (murs poids) ou par encastrement de l'ouvrage dans le sol (murs en béton armé).

II.3.1.1. Murs en béton armé ou murs cantilever

Les murs de soutènement en béton armé, également appelés murs cantilever, sont très couramment employés. Ils sont constitués d'un voile résistant en béton armé encasté sur une semelle de fondation, en béton armé également, et généralement horizontale. Celle-ci comprend le patin, situé à l'avant du voile, et le talon, situé à l'arrière. La semelle peut être pourvue d'une bêche pour améliorer la stabilité de l'ouvrage au glissement. Cela peut être le cas notamment lorsque la bonne résistance du sol de fondation et/ou des problèmes d'emprise permettent ou imposent une semelle peu large.

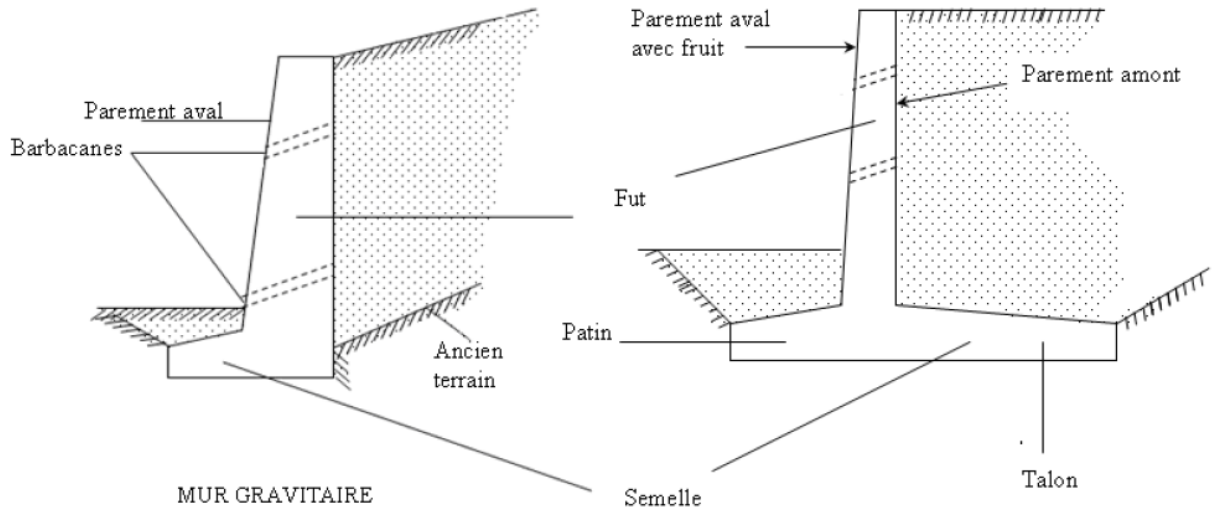


Figure II.6: Nomenclature des termes usuels [10]

Lorsque le niveau de fondation est assez profond, ou que des conditions d'exécution le justifient, il est possible de concevoir la réalisation préalable d'un massif de gros béton ou de béton immergé. Il est également possible de concevoir un mur sur pieux, si les conditions de sol le justifient.

Les murs de soutènement en béton armé sont pourvus d'un dispositif de drainage disposé à l'arrière du voile auquel est associé un dispositif d'évacuation des eaux (barbacanes généralement), lorsqu'ils ne sont pas prévus pour maintenir un niveau d'eau à l'amont. Ils sont constitués de plots de 15 à 30 m de longueur (murs coulés en place).

II.3.1.2. Murs à contreforts

Lorsque la hauteur du mur devient importante ou que les coefficients de poussée sont élevés, le moment d'encastrement du voile sur la semelle devient grand. Une première solution consiste à disposer des contreforts dont le but est de raidir le voile.

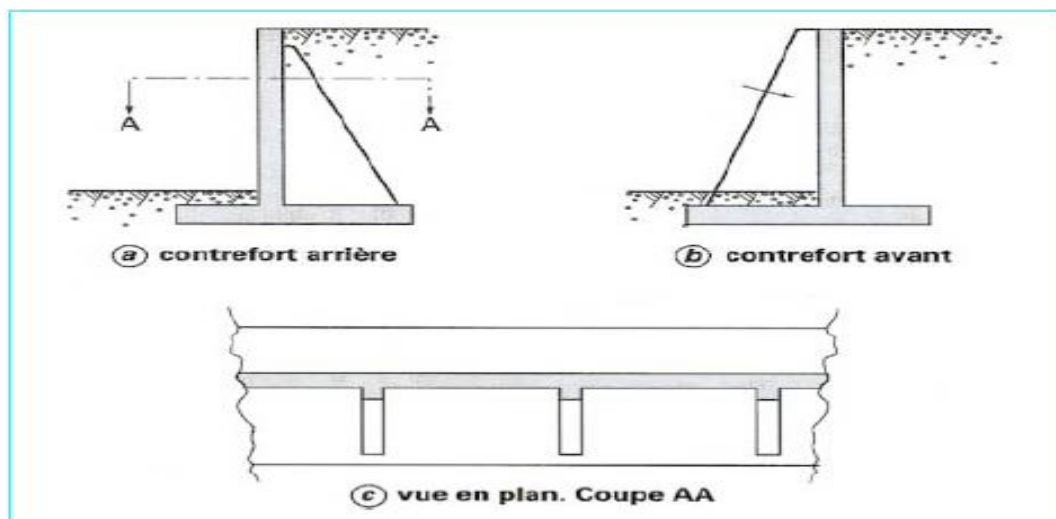


Figure II.7: Mur à contrefort en béton armé [11]

Diverses dispositions de bêches

Parfois, la stabilité au glissement du mur nécessite de disposer sous la semelle une « bêche ». Celle-ci peut être soit à l'avant, soit à l'arrière de la semelle, soit parfois encore en prolongement du voile.

Cette bêche est toujours coulée en « pleine fouille » sans coffrage. Le premier cas (figure II.9 a) peut paraître intéressant car il permet de mettre la semelle totalement hors gel.

Mais à l'ouverture de la fouille de la bêche, il ya un risque de décompression du sol dans la zone où il est le plus sollicité. De plus, il ya aussi un risque de voir, après la construction du mur, la butée devant la bêche supprimée par des travaux de terrassement (ouverture d'une tranchée pour pose d'une canalisation par exemple).

Le troisième cas (figure II.8 c) est peu employé. Il est néanmoins très intéressant car il permet de réaliser facilement le ferrailage de l'encastrement du voile sur semelle en prolongeant dans la bêche les treillis soudés formant armatures en attente.

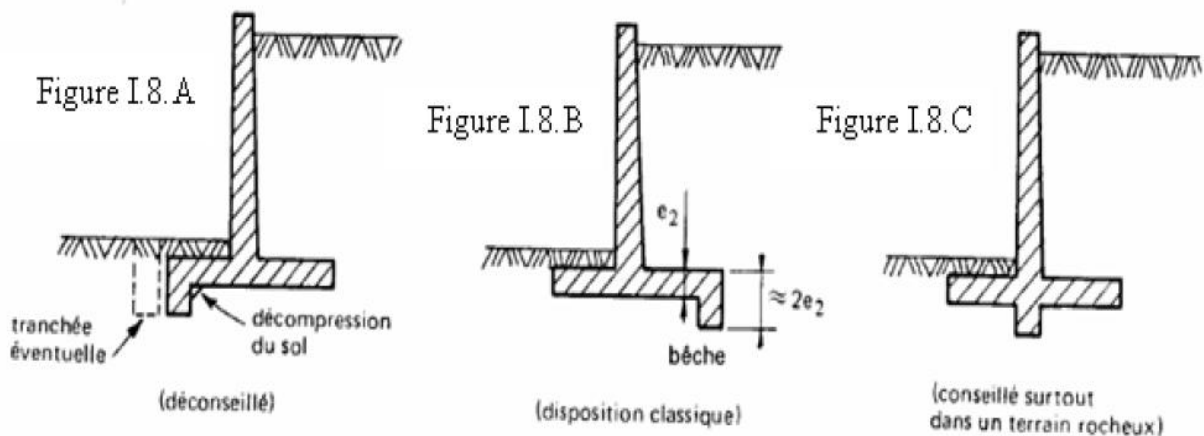


Figure II.8 a, b, c: Diverses dispositions de bêches [12]

II.3.1.3. Parois moulées

Les parois moulées sont des parois en béton armé moulées dans le sol. Elles font généralement office de barrière d'étanchéité à l'eau ou de soutènement des terres pour des fouilles assez profondes (> 6 m), voire très profondes (> 20 m).

Lors de la réalisation d'une paroi moulée, on creuse, à l'aide de grappins rectangulaires spéciaux, des tranchées individuelles dans le sol ('panneaux'), jusqu'à la profondeur requise. Pour éviter l'effondrement de la tranchée durant l'excavation, celle-ci est remplie d'un fluide de support (généralement de la boue bentonitique). Après l'excavation, le fond de la tranchée est nettoyé et le fluide de support est remplacé. Des cages d'armature préfabriquées sont alors immergées dans la tranchée ensuite bétonnée à l'aide d'un ou plusieurs tubes plongeurs. La figure ci-dessous indique l'ordre de mise en œuvre d'un panneau individuel. Un panneau standard a une largeur de 0,6 à 1,5 m, une longueur de 2,8 à 8 m et est généralement réalisé jusqu'à une profondeur d'environ 30 m. En réalisant ces panneaux de manière contiguë, on obtient une paroi continue dans le sol.

Mise en œuvre d'un panneau individuel de paroi moulée

- 1 Réalisation de la murette-guide
- 2 Panneau en cours d'excavation
- 3 Mise en place des armatures
- 4 Bétonnage du panneau

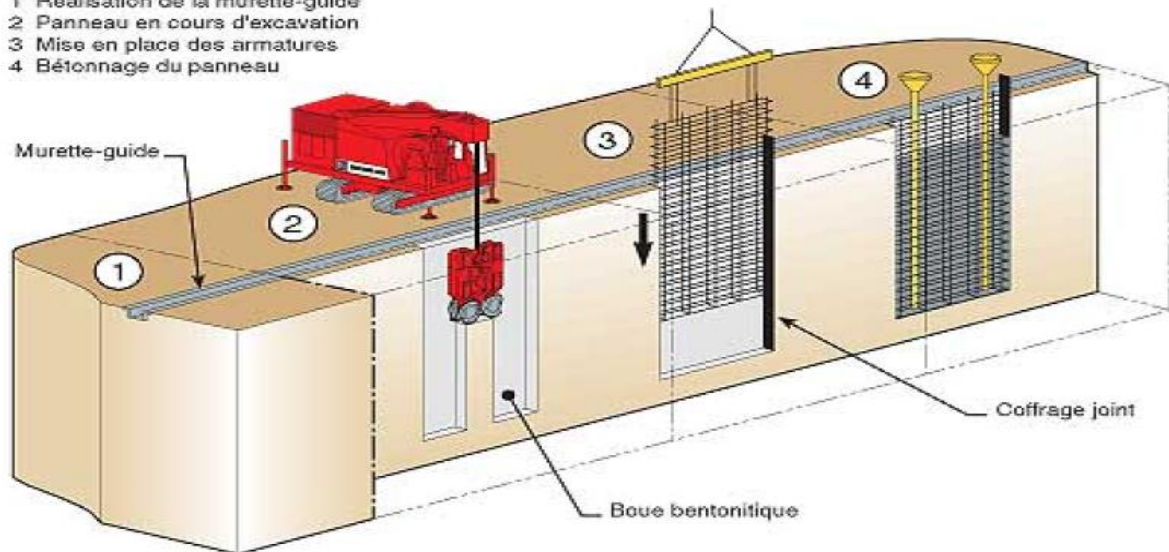


Figure II.9: Parois moulées [13]

II.3.1.4. Parois berlinoises

Cette technique consiste à maintenir les terres directement avant le terrassement. Pour cela, des profilés métalliques sont rentrés (fichés), vibro-foncés battus ou forés. Le choix de la méthode dépend de la compacité du sol, de la place disponible, des mitoyens à préserver (vibrations).



Figure II.10: Paroi berlinoise provisoire et définitive [13]

Une fois ces profilés mis en œuvre, séparés au plus de quelques mètres (1.8 m à 3 m), un effet de voûte s'établit entre les profilés, permettant de creuser à l'avant de cette paroi. Les hauteurs de terrassements sont généralement de 2m. La modélisation de la paroi calcule les déformations et déplacements se produisant dans les profilés et conduisent à déterminer les besoins en ancrage (clous).

Une paroi sans clous est nommée paroi berlinoise autostable, sinon il s'agit d'une paroi berlinoise clouée. Le principe consiste en la mise en place d'une tige métallique (autoforante ou non) dans le terrain à l'arrière de la paroi et passant à travers les profilés métalliques, puis fixée contre, rendant ainsi l'ouvrage solidaire du terrain. Du béton est aussi injecté lors du forage permettant de sceller le clou au sol. La poussée des terres sur la paroi est alors transmise au clou.

Les profilés métalliques ainsi que les clous peuvent être de sortes différentes et de diamètres ou longueurs différents selon les caractéristiques du sol, les efforts à reprendre, etc.

II.3.1.5. Divers murs


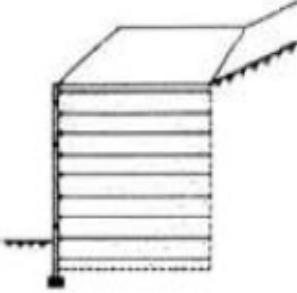
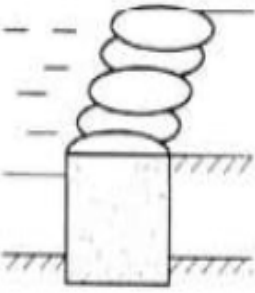
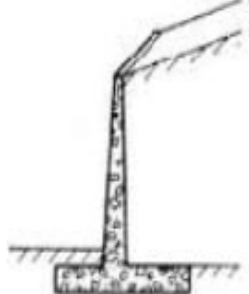
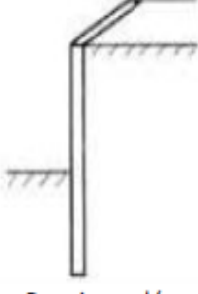
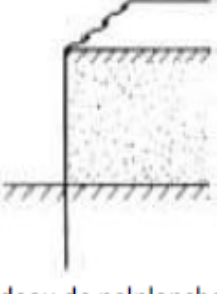
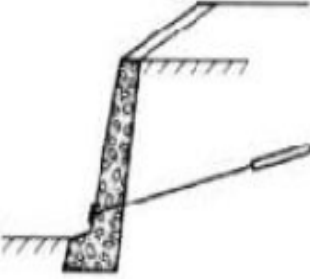
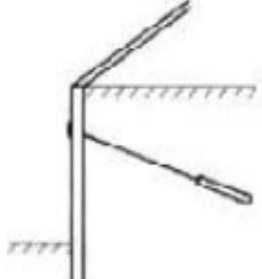
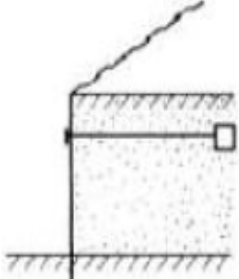
Mode de reprise de la poussée	OUVRAGE DE SOUTÈNEMENT		
<i>Poids de l'ouvrage</i>	 <p data-bbox="491 1034 753 1115">Mur poids en béton ou maçonnerie</p>	 <p data-bbox="849 1034 1075 1066">Mur en Terre Armée</p>	 <p data-bbox="1184 1034 1401 1066">Ouvrage cellulaire</p>
<i>Encastrement</i>	 <p data-bbox="466 1429 778 1509">Mur cantilever en béton armé</p>	 <p data-bbox="890 1415 1043 1447">Paroi moulée</p>	 <p data-bbox="1161 1415 1423 1447">Rideau de palplanches</p>
<i>Ancrage</i>	 <p data-bbox="501 1832 746 1868">Mur en béton, ancré</p>	 <p data-bbox="845 1823 1088 1859">Paroi moulée ancrée</p>	 <p data-bbox="1212 1832 1369 1868">Rideau ancré</p>

Figure II.11: Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée [10]

II.3.2. Confortement par ouvrages souples

II.3.2.1. 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 II.12: Mur gabion [4]

II.3.2.2. Massif renforcé par géotextile

Un géosynthétique est défini, selon la société internationale de géosynthétique (IGS, 1998), comme un matériau polymérique (synthétique ou naturel) utilisé en contact avec le sol/roche et/ou autre matériau géotechnique dans les applications de l'ingénierie.

Selon la même société, ces matériaux peuvent assurer les fonctions suivantes : soutènement, drainage, filtration, séparation, protection et renforcement (résister aux contraintes et déformation dans les structures géotechniques).

Actuellement, beaucoup d'ouvrages renforcés par géosynthétiques sont construits à travers le monde dans une grande gamme d'applications et de nouveaux types de géosynthétiques sont développés. Les principaux domaines d'application des géosynthétiques sont :

- Les remblais routiers et ferroviaires.
- Les fondations.
- Les remblais.

- Les murs de soutènement et stabilisation des talus.

II.3.2.2.1. La fonction de renforcement

Dans la fonction de renforcement, le rôle des géosynthétiques est d'ajouter les propriétés de résistance à la traction au sol (qui est un matériau avec de bonnes caractéristiques en compression) pour produire un matériau qui a à la fois les caractéristiques de résistance à la traction et à la compression. Le renforcement est le résultat du transfert des contraintes de traction du sol vers le géosynthétique à l'aide du frottement développé entre les deux. Fluet (1998) a devisé la fonction de renforcement en deux catégories :

- Le géosynthétique travaille comme élément de traction qui supporte les efforts dans son plan (figure a) ;
- Le géosynthétique travaille comme membrane qui reprend, en plus des efforts dans son plan, les efforts normaux (figure b).

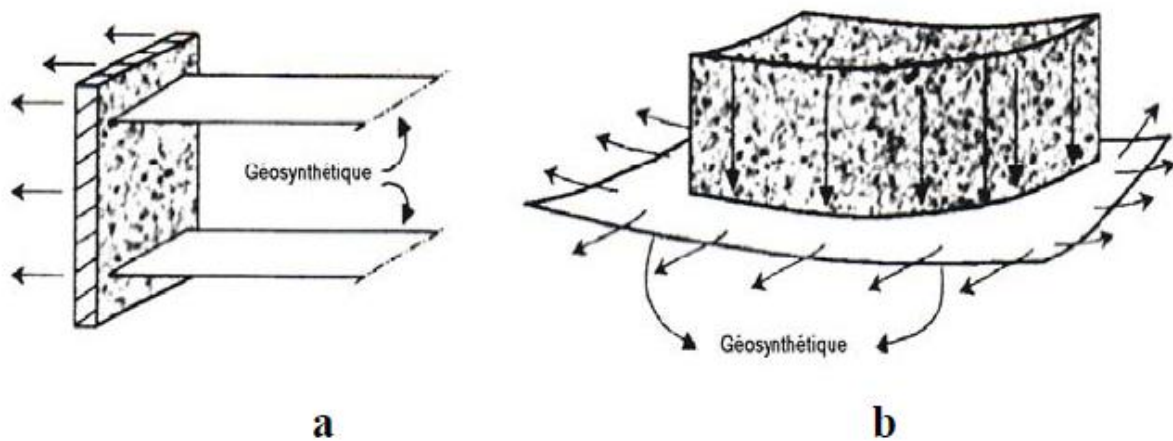
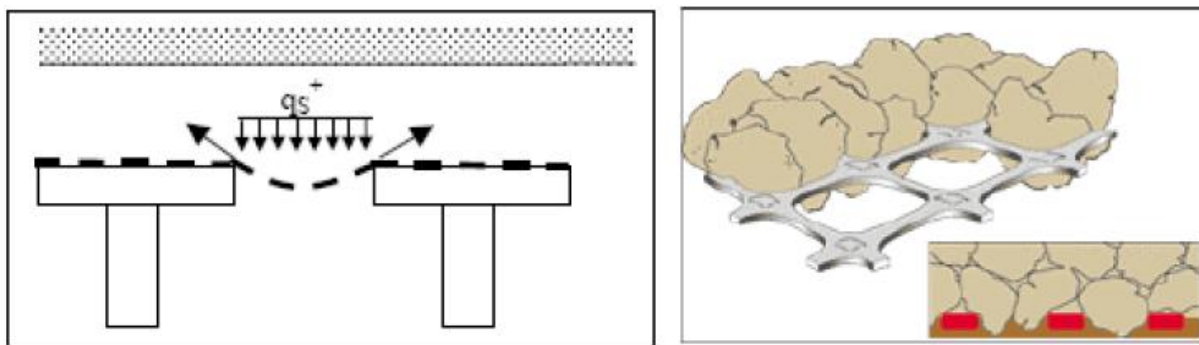


Figure II.13 : La fonction de renforcement [14]

II.3.2.2.2. 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 granulates 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.



a. Effet membrane

b. Enchevêtrement

Figure II.14 : Différents mécanismes des renforcements horizontaux [14]

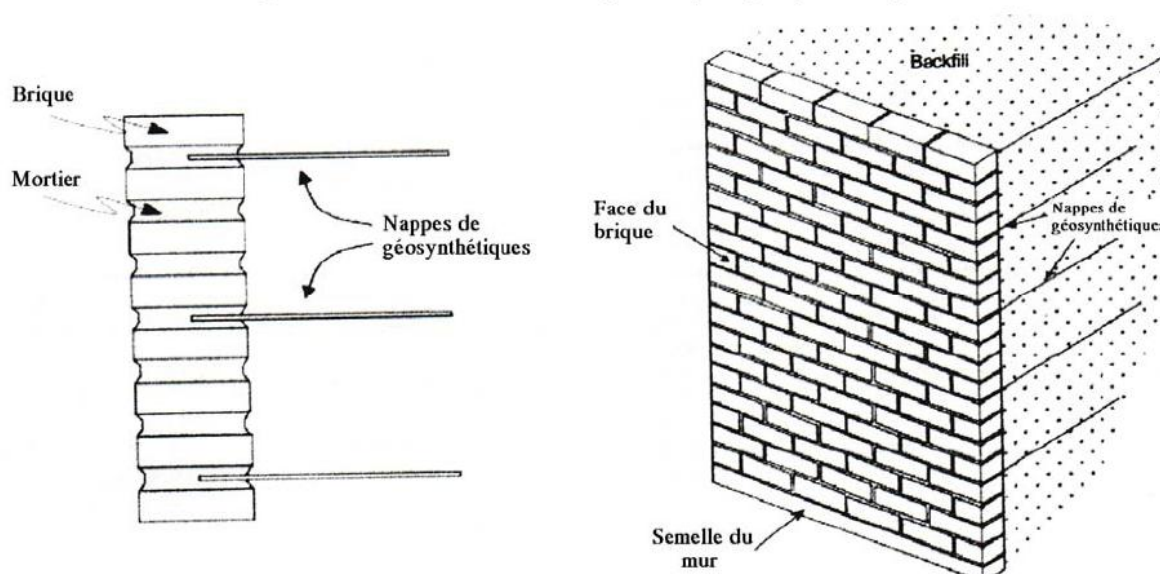


Figure II.15 : Utilisation des nappes de géosynthétiques pour le renforcement des murs de soutènement

[14]

- Avantages
 - Bonne résistance à l'endommagement.
 - Excellente perméabilité (colmatage impossible).
- Inconvénients
 - Peu de souplesse en flexion.
 - Recouvrement important conseillé (Tensar préconise 1,5 m).

II.4. 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.

II.4.1. coefficient de sécurité

Le principe de calcul de stabilité des talus consiste à déterminer le facteur de sécurité FS par lequel il faut diviser la résistance de la surface de glissement pour que la masse potentiellement stable soit à la limite de l'équilibre. Ce facteur peut être écrit de la façon suivante :

$$FS = \frac{Q_{max}}{Q}$$

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

Q_{max} : valeur maximale de Q.

Le facteur de sécurité pourrait être calculé, pour un paramètre sélectionné, en prenant le ratio de la valeur à la rupture, par la valeur calculée sous les conditions de projet de ce paramètre. On peut citer plusieurs exemples:

F_w = niveau de l'eau à la rupture / niveau de l'eau initial (ou de projet)

F_L = chargement ultime / chargement appliqué

$FS(Q) = a_{max}(\text{rupture}) / a_{max}(Q)$;

Q : le chargement sismique d'accélération maximale a_{max} .

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

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

- soit, on connaît la surface exacte et on cherche à déterminer, pour $FS=1$, les caractéristiques correspondantes.
- soit, on a les caractéristiques et on cherche à déterminer la surface de glissement.

2. La deuxième, la plus fréquente, consiste à déterminer la marge de sécurité disponible et adopter les solutions adéquates pour améliorer la sécurité de l'ouvrage en répondant à des exigences en fonction de l'emploi des talus.

II.4.2. Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité

Le facteur de sécurité minimal FS adopté est assez rarement inférieur à 1.5. Il peut quelquefois être égal à 2, voire à 2.5 pour des ouvrages dont la stabilité doit être garantie à tout prix (grand risque pour les personnes, site exceptionnel), ou pour des méthodes dont l'incertitude est grande (analyse en contrainte totale avec risque d'erreur sur la valeur de la cohésion drainé C_u).

Pour certains sites peu importants ou pour certains ouvrages courants, et lorsqu'il n'y a pas de risque pour la vie humaine, on peut accepter des valeurs plus faibles pendant un moment très court ou pour des fréquences faible : 1.2 voire 1.1. Mais pour pouvoir se rapprocher ainsi de 1, c'est-à-dire de la rupture, il faut être sûr de la validité des hypothèses et des paramètres adoptés, ce qui souvent est difficile en géotechnique.

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

Tableau II.2: Coefficient de sécurité en fonction de l'importance de l'ouvrage

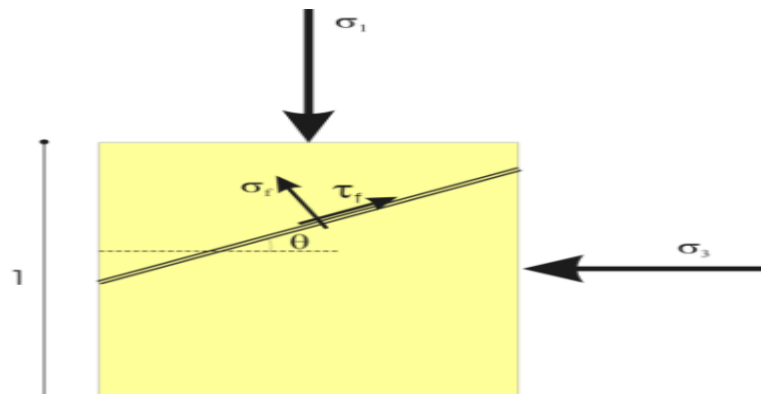
FS	Etat de l'ouvrage
<1	danger
1.0-1.25	sécurité contestable
1.25-1.4	sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants sécurité contestable pour les barrages, ou bien quand la rupture serait catastrophique
>1.4	satisfaisante pour les barrages

La définition des seuils des facteurs de sécurité dépend de l'approche adoptée, des fréquences de sollicitations de l'ouvrage en question et du risque créé par la rupture. En condition normale, Fellenius propose un seuil égale à **1.25**, alors que FS = **1.5** pour Bishop (l'approche de Fellenius est plus conservatoire que celle de Bishop).

II.4.3. Calculer le coefficient de sécurité

Considérons un élément carré d'unité ($dx = dy = 1$) exposé aux contraintes normales σ_1 et σ_3 appliquées aux côtés de l'élément. Comme l'élément est assez petit, il est donc logique d'accepter que le plan de rupture soit une ligne droite. L'inclinaison du plan de rupture est définie par l'angle θ . La rupture du milieu est normalement due aux contraintes de cisaillement développées à la surface de rupture. A partir des équations d'équilibre, la contrainte mobilisée de cisaillement σ_f et la contrainte normale mobilisée τ_f au plan de rupture peuvent être déterminées en fonction de σ_1 et σ_3 .

Contrainte normale au plan de rupture:



Contrainte tangentielle au plan de rupture:

$$\tau_f = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right) \sin 2\theta$$

On définit le facteur de sécurité FS comme le rapport de la résistance au cisaillement disponible à la résistance au cisaillement mobilisée, ce qui traduit la réserve de sécurité dispose le terrain sous cette sollicitation (σ_1, σ_3) et en fonction du critère de rupture (c, φ).

$$FS = \text{Résistance au cisaillement disponible} / \text{Résistance au cisaillement mobilisée}$$

Donc, on peut écrire:

$$FS = \frac{c + \sigma_f \tan \varphi}{\tau_f} \quad (3)$$

En remplaçant les deux équations précédentes dans l'équation (3), on trouve:

$$FS = \frac{C + \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \cdot \cos 2\theta \right) * \tan \varphi}{\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \sin 2\theta}$$

En mécanique et selon le critère de Mohr-Coulomb, nous pouvons prouver que l'angle du plan de rupture est égal à $45 + \varphi / 2$ par rapport à la direction principale σ_3 . Il est uniquement fonction de l'angle de frottement. Nous pouvons donc calculer la valeur du facteur de sécurité par rapport au plan potentiel de rupture. En remplaçant la valeur de q par $45 + \varphi / 2$ dans la relation (4), nous trouvons :

$$FS = \frac{\tau_m}{\tau_d} = \frac{\left[\frac{c}{\tan \varphi} + 0.5 \times (\sigma_1 + \sigma_3) - 0.5 \times (\sigma_1 - \sigma_3) \times \sin \varphi \right] \tan \varphi}{0.5 \times (\sigma_1 - \sigma_3) \cos \varphi}$$

II.4.4. Facteurs influençant la stabilité des talus

Voici quelques facteurs influençant la stabilité du talus

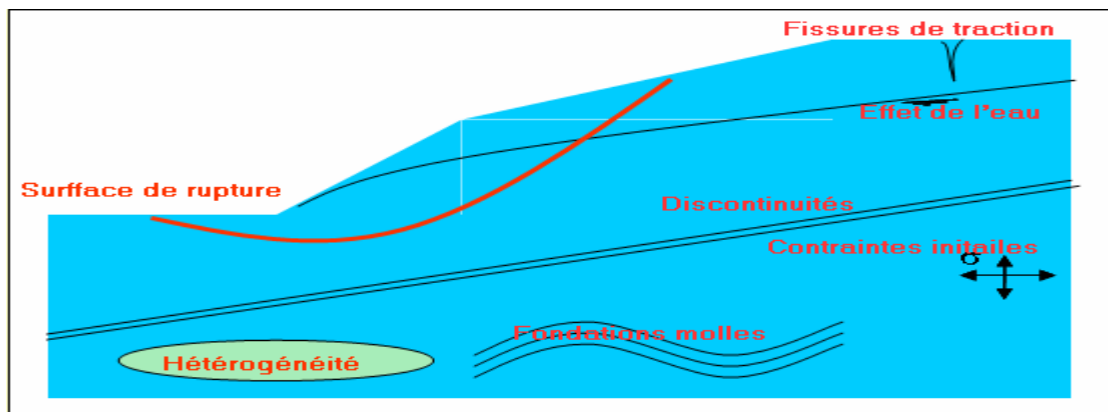


Figure II.16 : Facteurs influençant la stabilité du talus [15]

Le coefficient de sécurité est lié :

- a- à l'approche adoptée pour calculer ce coefficient;
- b- à l'état de contraintes dans le milieu (Méthode adoptée)
- c- aux propriétés du milieu
- d- à l'hypothèse de la forme de la surface de rupture

II.5. Méthodes classiques d'étude de stabilité

A la fin de cette unité, l'apprenant sera en mesure de procéder à des analyses de stabilité des talus (rupture plane et circulaire) en tenant en compte de l'influence de l'eau. Une étude comparative de ces méthodes est présentée dans cette unité.

II.5.1. Calcul à la rupture

Ce mode de calcul suppose que le terrain se comporte comme un solide rigide-plastique et obéit aux lois classiques de la rupture par cisaillement. Il est utilisé depuis plusieurs décennies et a donné naissance, dans l'hypothèse de ruptures rotationnelles, à plusieurs méthodes de calcul. Les ruptures planes représentent un cas particulier très simple dans son principe. Pour les surfaces de rupture de forme quelconque, le calcul est beaucoup plus complexe. Pour évaluer la stabilité des talus par une méthode à l'équilibre limite, il existe des méthodes linéaires et non linéaires. Les méthodes linéaires sont des méthodes directes de calcul de FS et les méthodes non linéaires nécessitent un processus itératif. Les méthodes non linéaires diffèrent essentiellement par les hypothèses faites sur les forces inter-tranches.

II.5.1.1. Rupture plane

Le modèle de calcul est celui d'un massif de sol infini reposant par une interface plane sur un substratum, avec un écoulement parallèle à la pente. La figure suivante représente une tranche de sol et les forces qui lui sont appliquées : W le poids du bloc de sol considéré, V et H les efforts sur les côtés du bloc, N et T les réactions normale et tangentielle à la base du bloc, U_L l'effort dû à la pression d'eau latérale, et U l'effort dû à la pression d'eau à la base. Compte tenu de l'hypothèse de pente infinie, on peut admettre que $V = 0$ et que H et U_L s'équilibrent de part et d'autre. En écrivant que la résultante des forces appliquées est nulle, on peut calculer N et T , ainsi que le coefficient de sécurité.

$$F = T_{\max} / T.$$

Le critère de rupture de Coulomb s'écrit :

$$T_{\max} = c' \frac{dx}{\cos \beta} + (N - U) \operatorname{tg} \phi'$$

On obtient l'expression suivante pour

$$F = \frac{2}{\sin 2\beta} \frac{c'}{\gamma} + \frac{(\gamma h - \gamma_w h_w)}{\gamma h \operatorname{tg} \beta} \operatorname{tg} \phi'$$

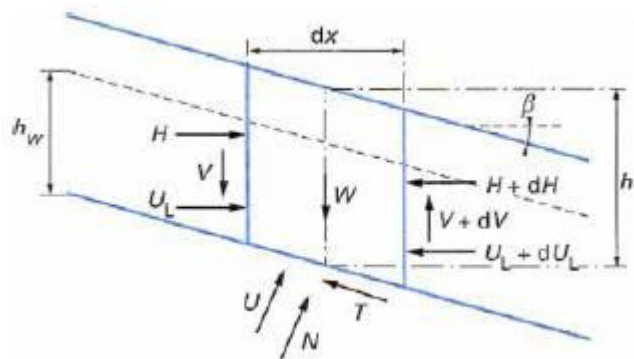


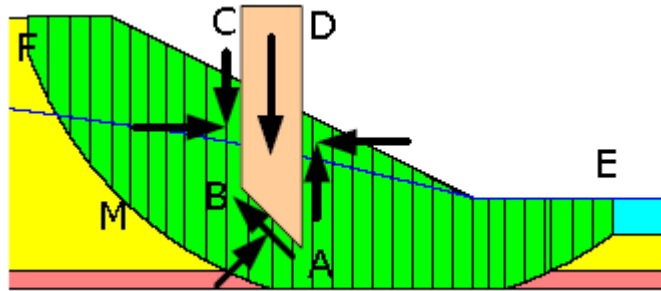
Figure II.17 : Critère de rupture de Coulomb[15]

II.5.1.2. Méthode de Fellenius (rupture circulaire)

C'est la méthode la plus simple pour l'analyse de stabilité des talus. Fellenius suppose que le volume de glissement délimité par la surface de glissement et la topographie du talus est subdivisé en n tranches. Chaque tranche est considérée comme un solide indéformable, en

équilibre sur la ligne de glissement. Considérons un talus recoupant un certain nombre de couches de sols de caractéristiques différentes c_i , ϕ_i , γ_i . La stabilité est étudiée en considérant le problème 2D, c'est-à-dire en analysant l'équilibre d'une masse de sol d'épaisseur unité dans le sens perpendiculaire à la figure.

Soit un cercle quelconque de centre O et de rayon R pour lequel on vérifie la sécurité vis-à-vis du risque de glissement. La méthode consiste à découper le volume de sol concerné (compris dans l'arc EMF) en un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux. Etudions l'équilibre de l'une de ces tranches, par exemple la tranche "ABCD". Les forces agissant sur cette tranche sont les suivantes:



- Son poids W .
- La réaction du milieu sous-jacent sur l'arc AB.
- Les réactions sur les faces verticales BC et AD décomposées en réactions horizontales H et en réactions verticales V. Il s'agit de forces internes au massif étudié.
- Les pressions hydrauliques.

Définissons par rapport au centre O :

- Le moment moteur, comme celui du poids des terres W (et des surcharges éventuelles), qui tend à provoquer le glissement.
- Les moments résistants, comme ceux des réactions s'opposant globalement au glissement de la tranche.

La surface de rupture étant limitée par les points E et F, le coefficient de sécurité global FS est défini par le quotient:

$$FS = SEF(\text{des moments résistants maximaux}) / SEF(\text{des moments moteurs}).$$

Considérons la somme des moments pour l'arc EF, sachant que la somme des moments des forces est nulle. Fellenius a fait une hypothèse qui simplifie considérablement les calculs, à savoir que la seule force agissant sur l'arc AB est le poids W , à l'exception des forces internes. Dans ces conditions, le moment résistant maximal est fourni par la valeur maximale que peut

prendre la composante tangentielle de R_n : $(R_n)_t$. D'après la loi de Coulomb, elle s'écrit :

$$(R_n)_t = c_i \cdot AB + N_n \cdot \tan \phi_i$$

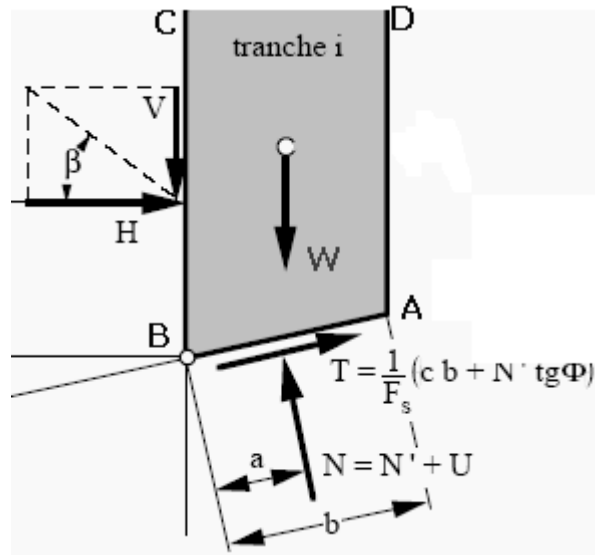


Figure II.18 : Les forces agissant sur une tranche i [15]

La somme des moments pour toutes les tranches est :

$$\sum_{n=1}^{n=m} R \cdot (C_i \cdot AB + N_n \cdot \tan \varphi_i)$$

m : Nombre total de tranches, R : rayon du cercle de glissement.

c_i & φ_i : Caractéristiques mécaniques de la couche dans laquelle est situé l'arc de la tranche AB.

Par ailleurs, le moment moteur est dû à T_n et égal à $T_n \times R$, d'où:

$$FS = \frac{\sum_{n=1}^{n=m} R \cdot (C_i \cdot AB + N_n \cdot \tan \varphi_i)}{\sum_{n=1}^{n=m} T_n}$$

II.6. Conclusion

Le vrai défi de l'ingénieur est de faire un bon choix de la méthode de confortement et pour que cela puisse se réaliser, l'ingénieur doit faire son choix selon les caractéristiques mécaniques, hydrologiques et morphologiques du site.

Les méthodes de confortement peuvent intervenir sur plusieurs plans, ils peuvent intervenir sur la géométrie du site, réalisation des drains, ou par introduction des éléments rigides ou souples, (murs de soutènements, murs gabions etc.).

Et pour que tout cela se déroule dans les bonnes conditions, il faut qu'on ait une bonne connaissance des caractéristiques géotechniques du terrain concerné, grâce aux calculs du coefficient de sécurité, la ligne de rupture et ensuite on assure la stabilité de la pente.

III.1. Critères de dimensionnement d'ouvrages de soutènements

III.1. Introduction

Pour le bon dimensionnement d'un ouvrage il nous faut une bonne connaissance des forces agissant sur cet ouvrage. Et pour cela il nous faut connaître la géologie, la topographie et la nature de sol pour calculer la somme des forces déstabilisant le mur.

III.1.1. principe du prisme de Coulomb

Coulomb admet que si le massif atteint son état d'équilibre limite, un certain coin triangulaire ABC tend à se détacher et à glisser vers le bas le long d'un plan BC d'inclinaison Θ . Ce coin porte aussi le nom du prisme de Coulomb (figure III.1).

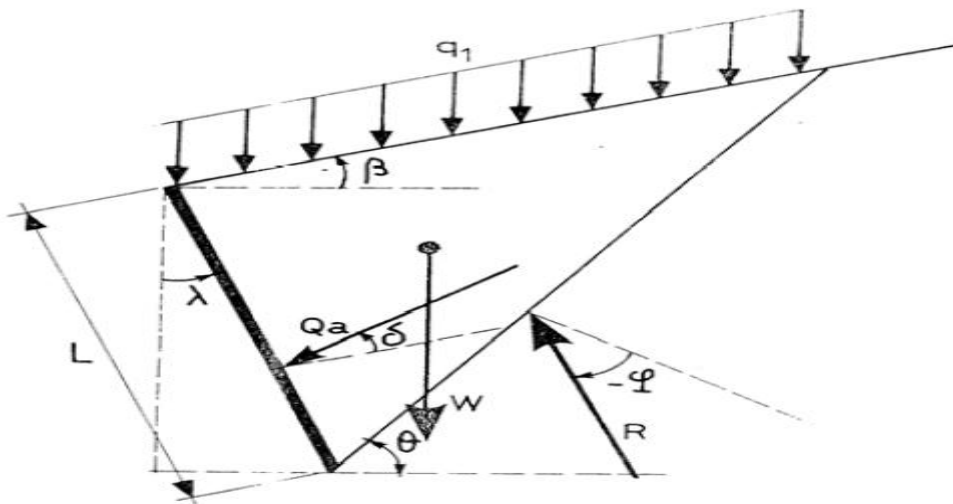


Figure III.1 : Coin de Coulomb [12]

Poussée

Les contraintes verticales et horizontales dans le massif (prisme) sont données par ($\beta=0$):

$$\sigma_v(z) = \gamma_h \cdot z, \quad \sigma_h(z) = K_a \gamma_h \cdot z$$

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}$$

ka: Coefficient de poussée active des terres.

$$Q_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma_h \cdot K_a \cdot H^2 \quad \text{et} \quad \Theta = \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

- Q_a : poussée active maximale, résultante appliquée au tiers de la hauteur du mur à partir de la base.
- γ_h : poids volumique humide.
- φ : angle de frottement interne du sol
-

Butée

$$F_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma_h \cdot K_a \cdot H^2$$

$$K_p = \frac{1}{K_a} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

kp : Coefficient de butée.

III.1.2. Théorie de RANKINE

La théorie de Rankine date de 1860, elle se base sur les notions d'équilibre actif et passif. Cette méthode s'est basée sur les hypothèses simplificatrices suivantes :

- ❖ Le sol est isotrope
- ❖ Le mur de soutènement peut pivoter autour de sa base,
- ❖ La présence de discontinuités, telles que murs ou écrans, ne modifie pas la répartition des contraintes verticales dans le sol, c'est-à-dire que l'on a toujours dans le milieu :

$$\sigma_v(z) = \gamma_h \cdot z,$$

$$\sigma_h(z) = k a \cdot \gamma_h \cdot z,$$

Le calcul des coefficients de poussée et de butée passe par la définition des équilibres limites actif et passif auxquels correspondent deux (02) cercles de (Mohr) tangents à la courbe intrinsèque ($\tau = C + \sigma \cdot \tan \varphi$), cas d'un milieu pulvérulent $c=0$.

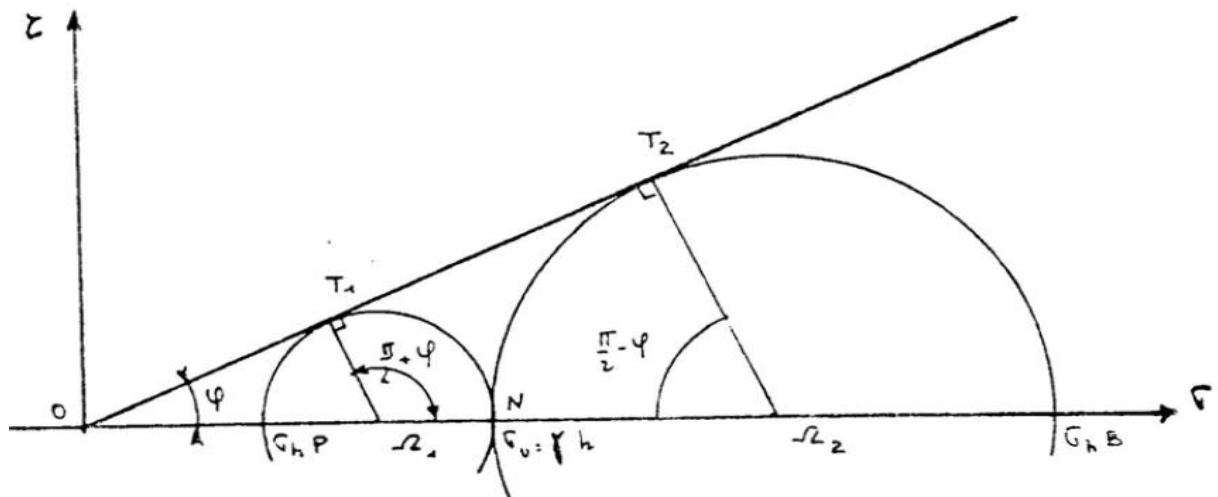


Figure III.2: Calcul de K_a et de K_p sols pulvérulents ($\beta = 0$) [12]

Les calculs trigonométriques aboutissent aux relations suivantes (milieu cohérent et frottant) :

Etat de poussée

$$k_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$Q_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma_h \cdot k_a H^2 - 2 \cdot \sqrt{k_a \cdot c} \cdot H$$

Etat de butée

$$k_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$Q_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma_h \cdot k_p H^2 + 2 \cdot \sqrt{k_p \cdot c} \cdot H$$

III.1.3. Notion d'état d'équilibre limite

L'étude de l'équilibre des massifs pulvérulents montre qu'au repos, on détermine des valeurs optimales de la poussée maximale et de la butée minimale quel que soit l'état de surface du parement du mur de soutènement en contact avec le sol et l'expérience montre qu'il suffit d'une translation de l'écran $1/1000^{\text{ème}}$ de sa hauteur dans le cas de la poussée, pour que celle-ci acquière sa valeur minimale (Equilibre limite inférieur).

État au repos :

$$\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v$$

K_0 : coefficient de pression des terres au repos, il dépend de la nature du sol, de la profondeur considérée et de son histoire géologique.

Formule de Jaky :

$$K_0 = 1 + \sin \varphi.$$

φ : Angle de frottement interne du sol.

III.1.4. Facteurs influant sur les poussées et butées

- Angle de talus naturel (β)
- Rugosité de l'écran de soutènement (état de l'interface) caractérisé par l'angle (δ)

$$0 \leq \delta \leq \frac{2 \cdot \varphi}{3}$$

- Géométrie de l'écran de soutènements inclinaison λ ,
- Paramètres mécaniques intrinsèques du sol (C, φ),

L'angle de frottement minimum φ_0 correspond à la limite à la valeur de l'angle de talus naturel β . Dans le cas des massifs pulvérulents la valeur φ_0 est donnée avec une bonne approximation par : $\varphi_0 = 0,8 \cdot \varphi$.

III.1.4.1. Valeurs de la rugosité ($\frac{\delta}{\varphi}$)

Les valeurs préconisées pour l'inclinaison de la poussée et de la butée varient suivant les auteurs. A défaut d'appliquer des coefficients de sécurité sur les caractéristiques mécaniques

du sol, il convient d'être prudent sur le choix de ces paramètres. Les valeurs recommandées dans les fiches techniques de Socotec sont récapitulées dans le tableau suivant.

Tableau III.1: valeur de rugosité (δ/φ) [12]

Parement ⁽¹⁾	Angle de frottement interne du sol (φ)					
	< 30°		30 à 35°		> 35°	
	Poussée	Butée	Poussée	Butée	Poussée	Butée
Lisse	0	- 1/3	0	-2/3	+1/3	-2/3
Rugueux	0	- 1/3	+1/3	-2/3	+2/3	-2/3
Très rugueux	+1/3	- 1/3	+2/3	-2/3	+2/3	-2/3

⁽¹⁾ Lorsque les murs de soutènement retiennent des remblais ou sont équipés d'un tapis drainant synthétique, il convient d'adopter $\delta = 0$ pour la poussée.

III.1.4.2. Coefficient de poussée et de butée

Dans le cas d'un milieu pesant pulvérulent les valeurs de K_a et K_p peuvent être exprimées par la formule due à M. Havard. Cette formulation tient compte de l'ensemble des facteurs ayant une influence sur les valeurs des coefficients de poussée et butée à savoir β, δ, λ et φ .

Les valeurs des coefficients K_a et K_p peuvent être tirées également des tables de Caquot et Kerisel.

Formule de M. Havard :

Etat de poussée :

$$K_a = \frac{\cos^2(\lambda - \varphi)}{\cos(\lambda + \delta) * \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) * \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\lambda + \delta) * \cos(\lambda - \beta)}}\right)^2}$$

Etat de Butée :

$$K_p = \frac{\cos^2(\lambda + \varphi)}{\cos(\lambda + \delta) * \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi - \delta) * \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\lambda + \delta) * \cos(\lambda - \beta)}}\right)^2}$$

III.4.3. Action de la surcharge q_1

Les contraintes de poussée et de butée q_s sont uniformément réparties sur l'écran et dues à la surcharge verticale q_1 .

Poussée :

$$q_s = \frac{K_a * q_1}{\cos(\lambda - \beta)}$$

Butée :

$$q_s = \frac{K_p * q_1}{\cos(\lambda - \beta)}$$

Un calcul rapide et approximatif du coefficient de poussé active peut se faire en appliquant la formule suivante pour un mur lisse ou rugueux :

$$Ka = \left(\frac{\pi - 2\varphi_0}{\pi + 2\varphi_0} \right) 2 * \left(1 + \frac{2\beta}{\pi} \right).$$

Tel que ($\varphi_0 = 0,8\varphi$): (angle de frottement minimum équivalent à l'angle de talus naturel)

β = Angle de talus derrière l'écran de soutènement.

Tableau III.2: Valeurs de K_a et K_p d'après Caquot et Kerisel pour ($\beta = \lambda = 0$)[12]

		Milieu pesant pulvérulent													
δ/φ		- 1		- 2/3		- 1/3		0		1/3		2/3		1	
φ	degrés	K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p
10		1,06	1,66	0,81	1,59	0,75	1,51	0,70	1,42	0,68	1,31	0,66	1,17	0,65	-
15		1,06	2,2	0,72	2,05	0,64	1,88	0,59	1,70	0,56	1,50	0,54	1,26	0,53	-
20		1,04	3,1	0,64	2,75	0,54	2,40	0,49	2,04	0,46	1,69	0,44	1,33	0,44	-
25		1,02	4,4	0,55	3,70	0,47	3,10	0,41	2,45	0,38	1,92	0,36	1,40	0,37	-
30		0,98	6,5	0,49	5,30	0,38	4,0	0,33	3,00	0,30	2,15	0,30	1,46	0,30	-
35		0,94	10,5	0,40	8,0	0,32	5,4	0,27	3,69	0,25	2,40	0,25	1,51	0,26	-
40		0,88	18	0,34	12	0,26	7,6	0,22	4,60	0,20	2,75	0,20	1,54	0,20	-
45		0,82	35	0,27	20	0,19	11	0,17	5,83	0,16	3,0	0,16	1,58	0,16	-

III.1.5. principe de dimensionnement des murs de soutènement :

III.1.5.1. Poinçonnement de sol et tassement :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_s.$$

Tel que σ_s : taux de travail du sol, en général il faudrait limiter le soulèvement de la semelle de plus de ¼ de sa largeur. Cela permet de se prémunir contre le risque de basculement par enfoncement de la semelle avant notamment en terrain compressible.

- ❖ Un soin particulier doit être accordé aux fondations sur un sol compressible dont il convient de faire une étude particulière de tassement notamment pour les murs de soutènement important).
- ❖ Assurer un ancrage antigel.

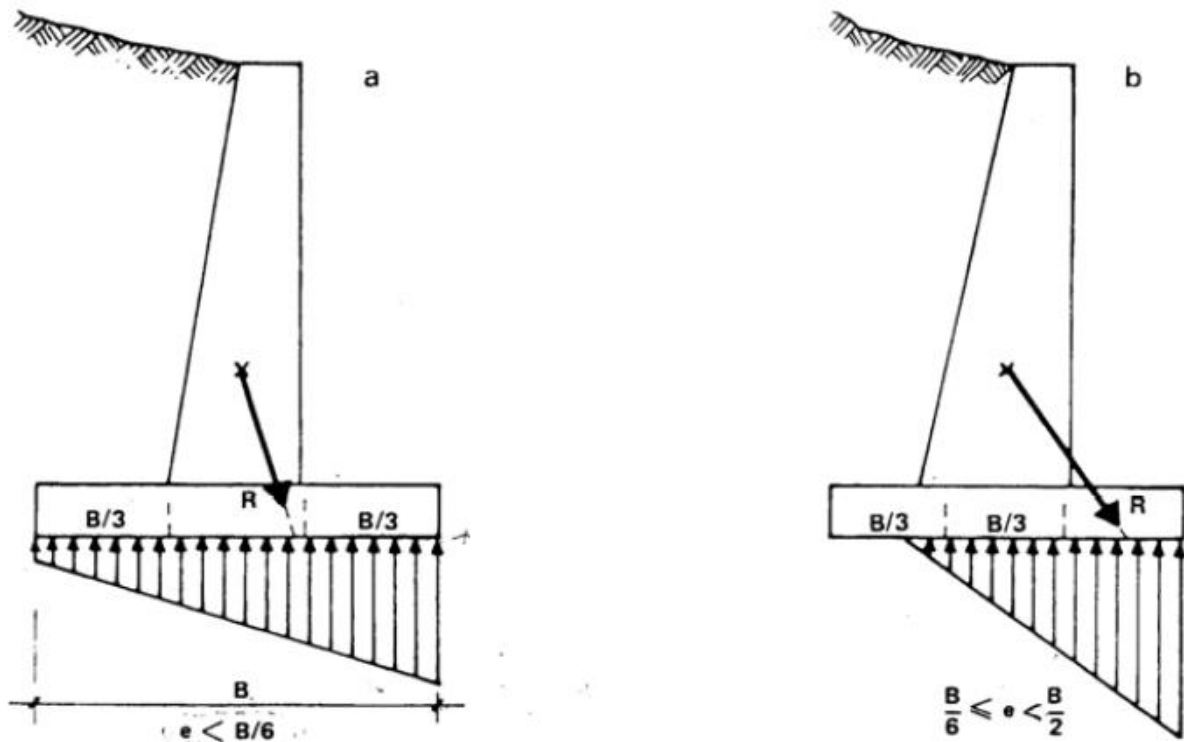


Figure III.4 : Distribution des contraintes normales sous la fondation [12]

III.1.5.2. Stabilité du mur au renversement

$$\frac{M_s}{M_r} \geq F(1.5 \text{ à } 2.00) \text{ à l'ELU}$$

Avec :

M_s : Moment stabilisant par rapport à l'arête externe de la fondation.

M_r : Moment de renversement dû aux poussées.

III.1.5.3. Stabilité au glissement de la fondation

$$Q_h \leq \frac{Q_v \cdot \operatorname{tg} \psi + C_u \cdot B}{1.5}$$

$\operatorname{tg} \psi = f$ (frottement fondation- sol).

Terzaghi et Peck conseillent les valeurs suivantes pour le coefficient f :

- ❖ Alluvions grossières ne contenant ni limons, ni argiles : $f=0.55$.
- ❖ Sols gros éléments contenant des limons et des argiles : $f=0.45$.
- ❖ Dans les autres cas : $f=0.35$.

Un système de bêche peut être prévu pour améliorer la résistance au glissement de la fondation si la condition précédente n'est pas vérifiée.

III.1.5.4. Stabilité générale du terrain

Les travaux de terrassements peuvent engendrer des ruptures de talus parfois importantes, à cet effet, l'ancrage de la fondation doit se faire sous les lignes de cisaillement du terrain de manière à en assurer une couture suffisante.

- ❖ Pour la stabilisation du versant sujet à des glissements de terrain, une grande attention doit être accordée à l'évaluation des poussées de la masse en glissement (une étude approfondie pour évaluer l'importance des lignes de rupture est obligatoire).

III.1.6. Les combinaisons d'actions à considérer sont les suivantes :

a/Vis-à-vis des états limites ultimes (rupture)

- Combinaison fondamentales (expression simplifiée)

$$1,125.S \{1,2.G_{max} + 0,9.G_{min} + 1,0.G_w + 1,33.Q_k\}$$

$S \{a + b\}$ Symbolise la sollicitation résultant de la combinaison des actions a et b.

G_{max} : Actions permanentes défavorables

G_{min} : Actions permanentes favorables

G_w : Actions des pressions hydrostatiques

Q_k : Valeur caractéristiques des actions variables

- Combinaisons accidentelles (expression simplifiée)

$$S \{G_{max} + G_{min} + G_w + F_A + Q_k\}$$

b/ Vis-à-vis des états limites de service

- Combinaisons fréquentes (expression simplifiée)

$$S \{G_{max} + G_{min} + G_w + Q_k\}$$

III.2. Critère de dimensionnement et de justification d'un mur renforcé en géotextil

La profession du génie civil ressent le besoin de disposer d'un référentiel normatif indiquant les principes de justification du dimensionnement des massifs de soutènement en sol renforcé par géosynthétiques. La rédaction d'un tel document a été mise en œuvre au sein du BNSR (Bureau de Normalisation Sols et Routes). Ce projet de norme expérimentale XP G 38064 va être soumis par l'AFNOR à l'enquête publique au premier trimestre 2009.

Les renforcements en géosynthétiques concernés par ce projet sont les nappes géotextiles et les géogrilles, disposées en lit de renforcement. La justification du dimensionnement des autres murs de soutènement (verticaux ou renforcés par d'autres types d'armature) est définie dans la norme NF P 94 270.

III.2.1. Éléments généraux de construction

Pour justifier le dimensionnement d'un massif en sol renforcé par nappes géosynthétiques, il est nécessaire de disposer des données géométriques et géotechniques, du chargement prévu de l'ouvrage, ainsi que du phasage de construction. Les données climatiques, hydrologiques, hydrogéologiques et environnementales de la zone d'implantation de l'ouvrage doivent également être connues. La durée d'utilisation de l'ouvrage doit être définie (elle est provisoire ou égale à 10 ans).

III.2.2. Principe de justification

Le dimensionnement d'un talus en sol renforcé par nappes géosynthétiques relève de justifications aux états limites ultimes (ELU) et aux états limites de service (ELS). La justification de l'ouvrage aux ELU concerne sa stabilité externe, générale, mixte et interne. De manière générale, on considère que la stabilité interne est satisfaite si la distribution, avec la profondeur, des efforts de traction mobilisables en un point d'un renforcement (T_{\max}) suit la même évolution que la poussée des terres.

Les déplacements et les déformations qui pourraient être préjudiciables à l'ouvrage et, le cas échéant, aux constructions voisines doivent être définis au début de l'étude d'un projet. Par des modèles appropriés, la justification aux ELS consiste à vérifier que ces déplacements et déformations ne sont pas atteints. Comme tous les modèles de calcul existants à ce jour ne permettent que d'évaluer des valeurs approchées de la réalité, il peut être utile de procéder à des mesures en cours de construction.

III.2.2.1. La stabilité externe

Les massifs renforcés courants sont conventionnellement considérés comme monolithiques pour le calcul de leur stabilité interne. Celle-ci comprend les vérifications de la stabilité vis-à-vis du glissement à l'interface avec le sol support et du poinçonnement de celui-ci (défaut de capacité portante).

III.2.2.2. La stabilité générale

La vérification de la stabilité générale consiste à évaluer l'impact de l'ouvrage sur la stabilité du site, en comparant le niveau de stabilité avant travaux avec celui après réalisation du projet. Elle doit s'effectuer en considérant un nombre suffisant de lignes de rupture potentielle par grand glissement, extérieures au massif (figure III.5).

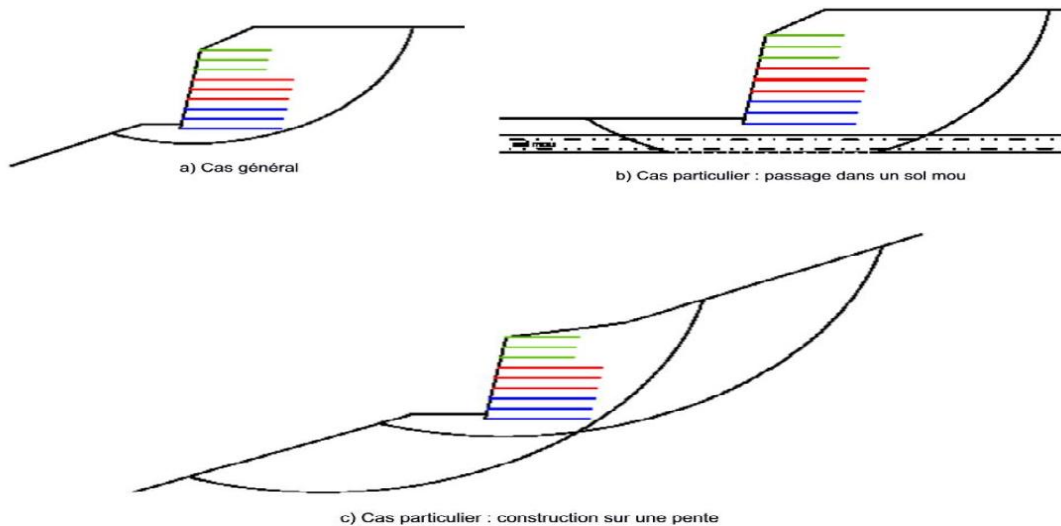


Figure III.5: stabilité générale : exemple de surface de rupture potentielles (source : Pr XP G 38-064).

III.2.2.3. La stabilité mixte

La justification de la stabilité mixte consiste à vérifier le choix des géosynthétiques en type, nombre, longueur et disposition à l'intérieur du massif, de façon à assurer l'équilibre, pour toutes les surfaces de rupture qui coupent un ou plusieurs renforcements et/ou suivent le plan d'un renforcement (figure III.6). Celle-ci est menée dans la « zone d'influence du projet », où toutes les lignes de rupture potentielles sont étudiées (figure III.6).

Pour des raisons pratiques la vérification de la stabilité mixte s'effectue en même temps que celle de stabilité générale.

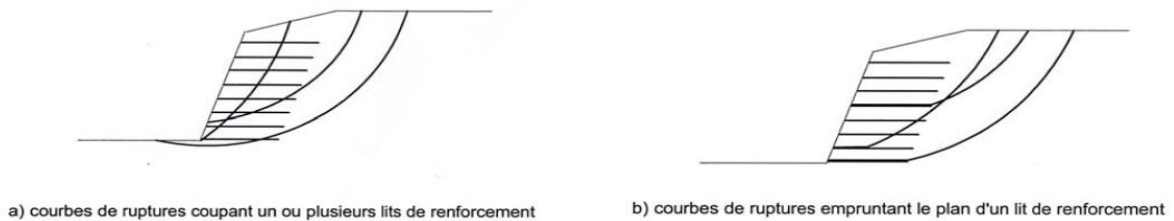


Figure III.6 : Stabilité mixte : exemples de surfaces de ruptures potentielles (source : Pr XP G 386064).

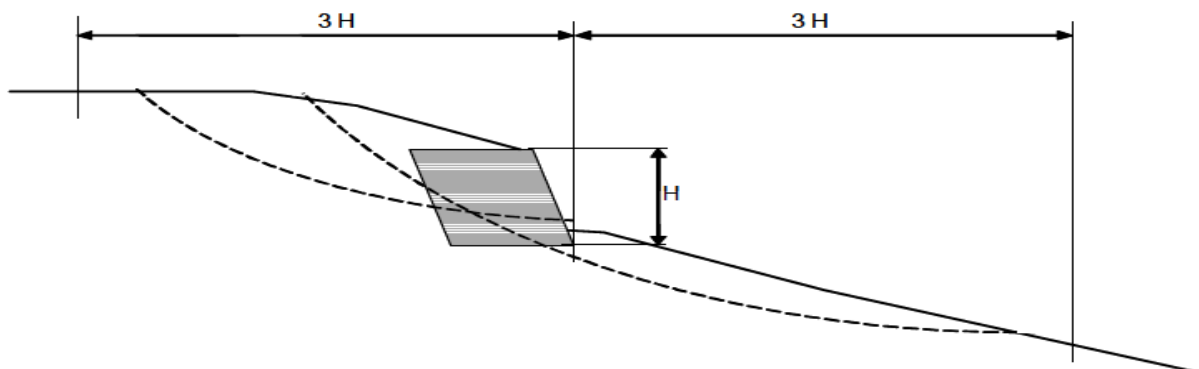


Figure III.7: Zone d'étude de la stabilité mixte d'un ouvrage, « zone d'influence du projet »

Notons qu'en stabilité mixte, des modèles de calcul dits « sans déplacement » ou « avec déplacement » peuvent être appliqués. Le premier consiste à prendre en compte à la fois la résistance au cisaillement ultime du sol et la résistance ultime de traction des renforcements (limitée toutefois, le cas échéant, à leur résistance ultime d'interaction). En faisant l'hypothèse que ces résistances sont mobilisées simultanément, on suppose que tous les matériaux et mécanismes mis en jeu présentent une ductilité adéquate. Le deuxième modèle consiste, en partant d'un état où les renforcements ne seraient pas sollicités, à déterminer quel déplacement le long de la surface de glissement étudiée permettrait de mobiliser une résistance des nappes de renforcement suffisante pour assurer l'équilibre. Est fixée à l'avance une limite à l'amplitude de ce déplacement, au-delà de laquelle la rupture serait considérée comme atteinte. La contribution des renforcements prise en compte dans les équations d'équilibre est celle qui résulterait de ce déplacement.

III.2.2.4. Les états limites ultimes à vérifier

Suivant la stabilité étudiée, conformément aux vérifications recommandées par la norme NF EN 1997-1, les états limites à vérifier sont (tableau III.1) :

- **GEO** « géotechnique » : rupture ou déformation excessive du terrain.
- **STR** « structurelle » : rupture interne ou déformation excessive des éléments constituant la structure.

Le tableau III.3 résume les vérifications minimales aux états limites ultimes pour justifier la stabilité d'un ouvrage renforcé par nappes géosynthétiques, en cours de construction et d'exploitation. Le paragraphe suivant explicite le contenu des « approche 2 ou 3 », en expliquant les combinaisons d'actions à considérer.

Tableau III.3 : Vérifications minimales à mener aux ELU pour justifier la stabilité d'un ouvrage renforcé par nappes géosynthétiques.

	ELU type	Approche
Stabilité externe		
Glissement sur le sol support	GEO	2
Poinçonnement du sol support	GEO	2
Stabilité générale	GEO	3
Stabilité mixte	GEO et STR	3

III.2.3. Calcul de l'effort de traction maximal aux ELU

III.2.3.1. Combinaisons d'actions

Les effets des actions sont déterminés en combinant les actions conformément aux dispositions de l'article 6.4.3 de la norme NF EN 1990. Dans une combinaison donnée, par souci de cohérence, les différents termes doivent désigner des actions d'origine et de nature différentes. Ceci exclut, par exemple, de considérer la composante verticale de la poussée des terres comme une action stabilisante et sa composante horizontale comme une action déstabilisante, lors de la vérification d'un état limite ultime de glissement sur la base.

Les actions géotechniques de même origine doivent être calculées dans une combinaison donnée, à partir des mêmes valeurs représentatives des propriétés de base. Ceci exclut donc d'affecter à un terrain deux masses volumiques différentes selon que l'on évalue une action de poussée ou une action pondérale de ce terrain.

III.2.3.2. Approches de calcul

Deux approches de calculs sont considérées dans la justification aux ELU des massifs renforcés (tableau 1). Elles se distinguent en considérant des facteurs partiels différents appliqués aux actions ou à leurs effets, aux paramètres de sols et aux résistances géotechniques. Ces approches sont cohérentes avec elles recommandées par la norme NF EN 1997-1.

Dans l'approche 3, un facteur partiel propre au matériau géosynthétique, $\gamma_{M;t}=1.25$, est appliqué pour la vérification structurelle des éléments de renforcement, et un autre facteur partiel est appliqué sur la résistance d'interaction sol-renforcement, $\gamma_{M;t}=1.1$.

III.2.3.3. Effort de traction maximal calculé aux ELU

En appliquant les combinaisons d'actions décrite ci-dessus, lors du calcul en stabilité générale et mixte, la valeur de l'effort de traction maximal $R_{t,d}$, par mètre, nécessaire pour justifier la stabilité de l'ensemble des surfaces de rupture potentielle, est calculée. Pour ce faire, l'inégalité suivante doit être vérifiée :

$$\lambda_R T_{dst,d} \leq R_{st,d}$$

Où :

λ_R : Coefficient de mobilisation de la résistance au cisaillement du sol, pris égal à 1.1,

$T_{dst,d}$: Valeur de calcul de l'effet déstabilisant des actions qui agissent sur le massif limité par la surface de glissement étudiée,

$R_{dst,d}$: Valeur de calcul de la résistance stabilisatrice ultime mobilisée le long de la surface de glissement correspondante.

III.2.4. Calcul des résistances des nappes

III.2.4.1. Contribution des éléments de renforcement à la stabilité de l'ouvrage

L'effort de traction mobilisable en un point d'un renforcement est limité au maximum, par mètre de parement, par la condition :

$$T_{max,d} \leq \min(R_{fe,d}, R_{t,d})$$

Où :

$R_{fe,d}$: Valeur de calcul de la résistance ultime d'interaction sol/renforcement mobilisable à l'extérieur de la surface de rupture potentielle.

$R_{t,d}$: Valeur de calcul de la résistance ultime en traction caractéristique dans la section courante du renforcement.

III.2.4.2. Résistance en ancrage des nappes

Le frottement sol/géosynthétique τ_{sg} est défini par l'équation :

$$\tau_{sg} = c_{sg} + \sigma'_v \tan \varphi_{sg}$$

Où :

τ_{sg} : Résistance au cisaillement à l'interface sol/géosynthétique.

σ'_v : Contrainte verticale effective.

c_{sg} : Adhérence à l'interface sol/géosynthétique.

φ_{sg} : Angle de frottement à l'interface sol/géosynthétique (déterminé soit en arrachement, norme NF EN 13738, soit en cisaillement direct, norme NF EN ISO 12957-1).

La valeur de calcul de la résistance ultime d'interaction à l'extérieur de la surface de rupture (résistance en ancrage extérieur) $R_{fe,d}$ est déterminée comme suit :

$$R_{fe,d} = \frac{\tau_{sg} P_s L_a}{\gamma_{M,f}}$$

Où :

P_s : Deux fois le taux de couverture de la nappe par mètre de parement.

L_a : Longueur d'ancrage entre la surface de rupture et de l'extrémité arrière de la nappe.

$\gamma_{M,f}$: Facteur partiel de la résistance d'interaction sol/renforcement.

III.2.4.3. Résistance en traction caractéristique

Pour accéder à la valeur de calcul de résistance ultime de traction à considérer dans la justification de la stabilité mixte, $R_{t,d}$, les coefficients de sécurité partiels Γ_{flu} , Γ_{vieil} , Γ_{instal} et le facteur partiel de matériau, spécifique à l'utilisation du produit géosynthétique $\gamma_{M,t}$ sont à considérer.

La justification de la résistance des renforcements choisis consiste à vérifier que le produit installé (dans un environnement de charge, de température fixés pour la durée d'utilisation de l'ouvrage) a des caractéristiques qui satisfont l'équation suivante :

$$T_{t,d} = \frac{T_{t,k}}{\gamma_{M,t} \Gamma_{flu} \Gamma_{vieil} \Gamma_{instal}}$$

Où :

$R_{t,k}$: Résistance en traction « a court terme » caractéristique du produit (mesurée dans l'essai de traction, conformément à la norme NF EN ISO 10319).

$\gamma_{M,t}$: Facteur partiel de matériau, pris égal à 1.25.

Γ_{flu} : Coefficient partiel lié au comportement en fonction du temps des géosynthétiques. L'application de ce coefficient permet, pour la durée d'utilisation de l'ouvrage, de considérer l'influence du fluage sur la résistance en traction des renforcements géosynthétiques et de limiter les déformations de l'ouvrage.

Γ_{vieil} : Coefficient partiel lié au vieillissement des produits géosynthétiques, par exemple par hydrolyse ou oxydation, dépendant des conditions d'environnement du produit.

Γ_{instal} : Coefficient partiel correspondant à l'endommagement des renforcements géosynthétiques produit par leur installation et le compactage des remblais. La procédure de détermination des coefficients Γ_{flu} , Γ_{vieil} , Γ_{instal} est décrite dans les annexes du projet de norme XP G 38064. Notons que des interactions peuvent exister entre les effets du fluage des géosynthétiques, du vieillissement et de l'endommagement à l'installation. Dans l'état actuel des connaissances, l'équation ci-dessus est considérée représenter une approche sécuritaire

III.3. Critères de dimensionnement des gabions

III.3.1. Géométrie du mur

La base B de l'ouvrage de soutènement en gabions se détermine habituellement par :

$$B = 1/2 * (1 + H)$$

Et pour les remblais renforcés par :

$$B = 0.6 \text{ à } 0.7H$$

Avec

H : Hauteur de l'ouvrage.

A partir de la base, la section de chaque nouveau niveau est diminuée de 0 à 50 cm. De manière générale prévoir des gradins (même petits) en aval du mur.

Poids volumique des matériaux de remplissage : 20-30 KN/m³.

III.3.2. Critères de vérification des ouvrages en gabions

Un ouvrage en gabion doit assurer la stabilité de l'ensemble du massif. Nous avons vu dans le paragraphe 2 que les matériaux situés à l'arrière du mur poussaient sur celui-ci. Le mur devra donc reprendre ces efforts et vérifier les critères suivants :

III.3.2.1. Critère de vérification au glissement

Pour les ouvrages en gabion, les forces dites stabilisantes qui s'opposent à la poussée active sont fonction des forces de frottement et de cohésion sur le plan de glissement (fondation). Si le mur est ancré dans le sol, il faut rajouter les forces liées à la poussée passive (butée, soit la force exercée par les matériaux au pied de l'ouvrage dans le sens opposé au déplacement), et les éventuelle forces liées à l'ancrage de la semelle en amont du mur.

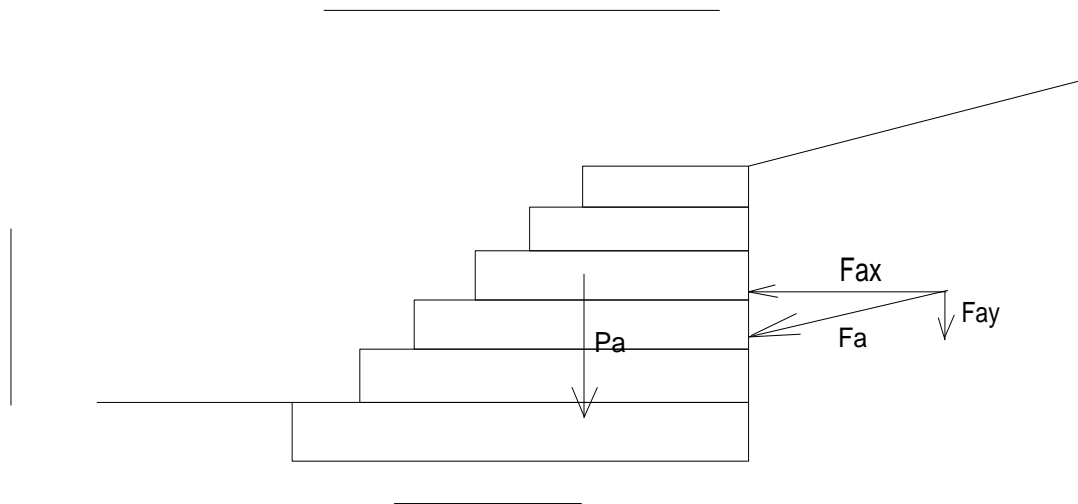


Figure III.8: Les forces agissant sur le mur

Les forces de frottement qui s'opposent au déplacement sont fonction du poids de l'ouvrage et de la nature du sol d'assise.

Le coefficient de sécurité est le rapport de la force opposée au mouvement F_s sur la force provoquant le mouvement F_i :

$$F = F_s / F_i \geq 1.5$$

En général, la base de l'ouvrage en gabions entrant en compte dans le calcul de F_s de soutènement est déterminée selon la formule suivante :

$$B = 1/2 (1 + H),$$

H = Hauteur de l'ouvrage.

III.3.2.2. Critère de vérification au renversement (ou basculement)

Le coefficient de sécurité au basculement est le rapport du moment stabilisant M_s (moment exercé par l'ouvrage) sur le moment déstabilisant M_i (moment exercé par les terres à l'arrière). Soit :

$$F_s = M_s / M_i \geq 1.5$$

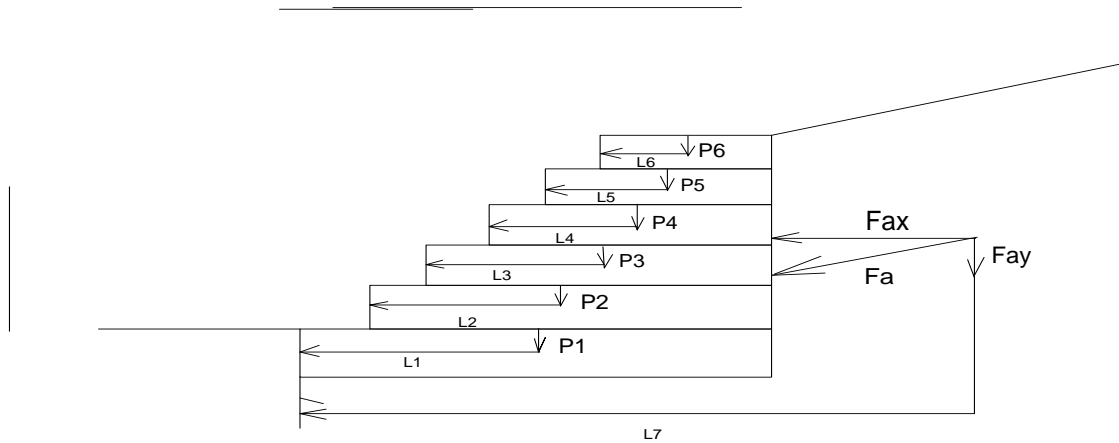
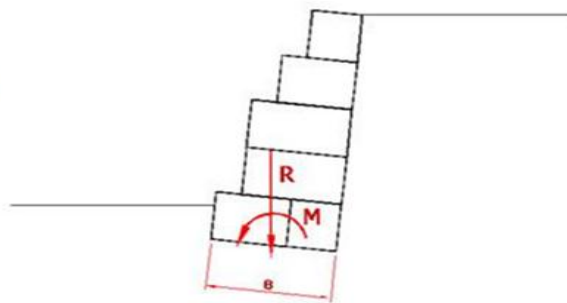


Figure III.9: Stabilité au renversement [4]

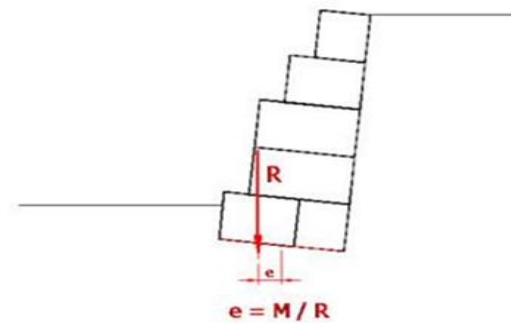
III.3.2.3. Critère de vérification au poinçonnement

La vérification au poinçonnement prend en compte les caractéristiques intrinsèques des sols d'assise. En effet il convient de s'assurer que la portance du sol sera suffisante pour supporter les forces transmises par le mur.

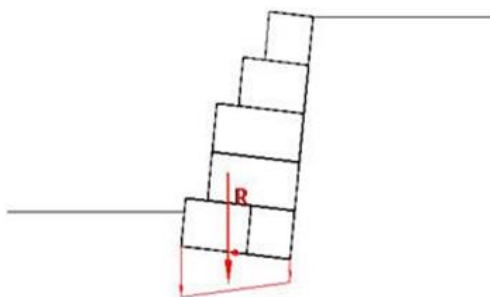
EFFORTS RESULTANTS EN PIED DE MUR



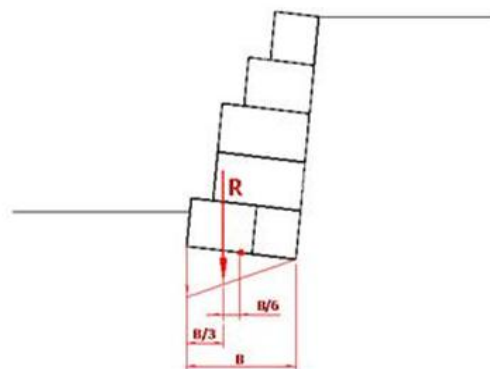
EFFORTS RESULTANTS EN PIED DE MUR



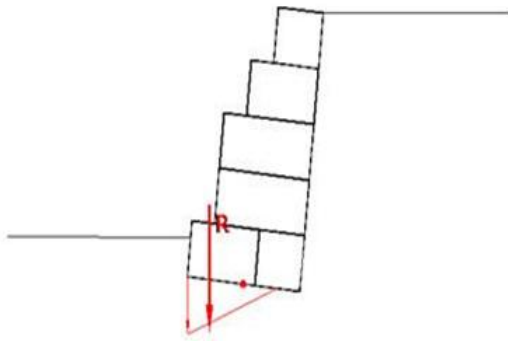
SEMELLE ENTIEREMENT COMPRIMEE ("R" dans 1/3 central)



SEMELLE ENTIEREMENT COMPRIMEE ("R" en limite 1/3 central)



SEMELLE PARTIELLEMENT COMPRIMÉE ("R" extérieur 1/3 central)



POUR QUE LA SEMELLE SOIT CORRECTEMENT VÉRIFIÉE, IL CONVIENT QU'ELLE SOIT ENTIÈREMENT COMPRIMÉE. POUR CE FAIRE, e DOIT ÊTRE INFÉRIEUR À $B/6$.

Figure III.10 : Stabilité au poinçonnement [4]

En fonction des caractéristiques mécaniques du sol, une pression limite (acceptée par les sols d'assise) est déterminée. Cette pression sera minorée par un coefficient (3 ou 2) selon la destination finale de l'ouvrage).

Cette pression est comparée à la pression maximale transmise par l'ouvrage. Le poids de l'ouvrage représente également une force appliquée selon un sens et une direction. En fonction de la géométrie de l'ouvrage cette force n'est pas nécessairement centrée sur la semelle. On appelle alors cela l'excentricité « e ».

La contrainte maximale transmise par le poids de l'ouvrage est donc fonction de la largeur de la semelle et de l'excentricité. Cette contrainte maximale ne doit pas dépasser la pression limite pondérée du sol. Cette vérification permet de s'assurer que le mur n'a pas été sous-dimensionné.

III.3.2.4. Stabilité générale

Hormis les actions se produisant à l'échelle du mur gabion, des phénomènes de plus grande ampleur peuvent remettre en cause la stabilité de l'ouvrage, notamment un glissement général du talus (massif).

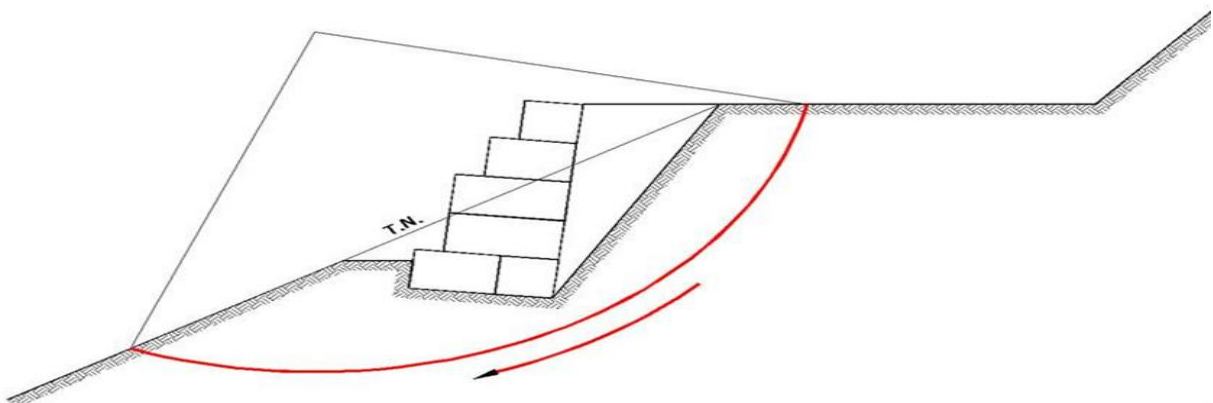


Figure III.11: Stabilité générale [4]

Dans les sols, les glissements sont majoritairement à surface circulaire. De savants calculs permettent de déterminer les plans de rupture. Lorsqu'il y a un risque de glissement, un calcul de

stabilité est effectué afin de dimensionner au mieux l'ouvrage de soutènement. La stabilité générale d'un ouvrage peut donc être remise en cause dans le cadre d'un glissement de grande ampleur.

Remarque

Un mur en gabions est composé de différents éléments reliés entre eux mais possédant chacun leurs caractéristiques propres (largeurs des éléments diminuant généralement avec la hauteur du mur). La liaison entre chaque module représente un point faible dans la structure. Les tensions tangentielles (cisaillement) se trouveront préférentiellement à chaque interface. Il faudra donc dimensionner chaque élément pour reprendre l'ensemble des charges de poussée. La vérification de la résistance interne se fera à chaque changement de section du mur. Il suffit alors de décomposer les éléments entre eux et réaliser les calculs de stabilité pour chacun d'entre eux.

III.3.3. Interaction sol/mur gabion

III.3.3.1. Doit-on prévoir un système de drainage à l'arrière de l'ouvrage ?

Un mur en gabion est drainant, en effet il possède 25% à 35% de vides (selon granulométrie et qualité de remplissage) et n'est constitué que de matériaux granulaires perméables. Il assure donc une bonne stabilité en permettant le drainage des eaux. Il n'est donc absolument pas nécessaire d'installer des barbacanes dans le mur. Toutefois, pour assurer une bonne perméabilité du remblai arrière, il est possible de le réaliser avec des matériaux drainants. Dans tous les cas, prévoir de collecter les eaux météoriques en pied amont de mur et les évacuer.

III.3.3.2. Faut-il utiliser un géotextile ?

Les particules fines constitutives du remblai pourraient être entraînées par les eaux météoriques et venir colmater les vides de l'ouvrage. Une fois l'indice des vides diminué, les eaux ne seraient plus drainées et la poussée hydrostatique qui en résulterait pourrait venir déstabiliser l'ouvrage. L'emploi d'un géotextile de séparation (agissant comme un filtre) se justifie donc pour éviter la migration des fines dans les gabions. Toutefois certains géotextiles peuvent se colmater dans le temps. La solution idéale est donc d'installer un géotextile plus en amont (contre le plan de terrassement) et de remblayer avec des matériaux drainants l'intervalle entre le géotextile et l'ouvrage en gabions.

III.3.3.3. Utilité des éperons drainant

Des éperons drainants en gabions peuvent être réalisés dans le talus à maintenir. La section des éperons drainants en gabions (plus large en haut qu'à la base) est inversée par rapport à la structure du mur. Les éperons drainants de part leur poids et leur installation participent de plus à la stabilité de l'ouvrage.

III.4. Conclusion

Dans ce chapitre On a présenté les différentes formules de calcul des poussées qui agissent sur le mur de soutènement et la justification de chaque ouvrage aux différents états limites.

On a vu trois types de murs de soutènement, mur en béton armé, mur gabion et mur renforcé en géotextile. On a fait une évaluation des critères à prendre en considération pour leur dimensionnement.

IV. Calcul des murs sous l'action sismique

IV.1. Introduction

Le RPA version 2003 préconise dans l'article 10.4 pour les murs de soutènements de hauteur inférieur ou égale à 6 mètre de faire une justification de calcul sous sollicitations sismiques avec un calcul statique équivalent.

IV.1.1. Poussée des terres

A cet effet, la poussée active dynamique globale qui s'exerce à l'arrière du rideau est donnée par la formule suivante :

$$Pad = \frac{1}{2} \cdot K_{ad} \cdot (1 \pm k_v) \cdot \gamma_h \cdot H^2$$

Appliquée horizontalement à H/2 au dessus de la base de la semelle du mur avec :

K_{ad} : Coefficient de poussée dynamique des terres donné par :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\theta \cdot \cos\beta}} \right]^2}$$

H : hauteur du mur de soutènement.

γ_h : Poids volumique humide du sol.

β : Angle de la surface du remblais par rapport à l'horizontale.

φ : Angle de frottement interne du remblai sans cohésion (*).

$$\theta = \arctg \left[\frac{k_h}{1 \pm k_v} \right]$$

Tel que : k_h et k_v sont des coefficients sismiques horizontal et vertical donnés par :

$$k_h = A (\%g) \text{ et } k_v = \pm 0.3k_h$$

A : Coefficient d'accélération de zone donné par le tableau 4.1 du RPA version 2003. La valeur de A dépend de la zone sismique et de l'importance de l'ouvrage situé en amont ou en aval du mur. Dans le cas d'absence, le coefficient A est pris en considérant de groupe d'usage 2 en fonction de la zone sismique.

(*) : Toutes les théories ont été établies pour des sols pulvérulents. Pour les sols cohérents de cohésion C et d'angle de frottement φ , le théorème des états correspondants permet de ramener l'étude de ce type de sol à celui d'un milieu pulvérulent soumis sur son contour à une étreinte (pression) de valeur $C \cdot \cotg(\varphi)$. La variation de la cohésion avec le temps étant mal

connue, par conséquent, le fait de négliger la cohésion dans les calculs va dans le sens de sécurité de l'ouvrage.

IV.1.2. Poussée des surcharges

Lorsque le remblai supporte une surcharge verticale uniforme q , la poussée dynamique est appliquée horizontalement à $H/2$ au dessus de la base de la semelle du mur.

$$P_{ad} = k_{ad} \cdot (1 \pm k_v) \cdot q \cdot \frac{H}{\cos\beta}$$

De manière analogue, l'EC 8 propose la formule suivante pour le calcul de la pression active dynamique globale :

$$P_{ad} = \frac{1}{2} \cdot k_{ad} \cdot (1 \pm k_v) \cdot \gamma_h \cdot H^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

E_{ws} : Poussée statique de l'eau.

E_{wd} : Poussée dynamique de l'eau.

E_{ws} et E_{wd} Sont introduites dans les calculs dans le cas où le mur n'est pas drainé et maintient un certain niveau d'eau à l'amont.

$$K_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

De même l'EC 8 suppose que le coefficient k_h et k_v sont constant pour des murs dont la hauteur est inférieure à 10 m. au-delà de cette hauteur, une analyse détaillée de propagation verticale des ondes en champ libre est nécessaire.

IV.1.3. Effet de butée

Lorsque le sol d'ancrage de la semelle présente de bonnes caractéristiques mécaniques (compactes), la butée à l'aval du mur (P_{pd}) peut être prise en compte sur la profondeur d'ancrage (D). La résultante de la butée est appliquée horizontalement à $D/3$ au dessus de la base de la semelle. La butée globale est calculée avec un coefficient de butée ($k_p=1$), elle est donnée par :

$$P_{pd} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_h \cdot D^2$$

En général, d'après le théorie (G. Philipponnat 2002) des déplacements importants de l'ordre de 1 à 3 % de la hauteur H du rideau selon la nature et la compacité des sols sont indispensables pour mobiliser la butée maximale (soit 5. 15 cm pour un écran de 5 m de hauteur). Par conséquent, en présence de sols meubles dans la partie ancrée de la semelle, il est préconisé de négliger la butée dans la vérification vis-à-vis du glissement. La réalisation d'une bêche arrière permet en général d'améliorer la stabilité au glissement de la semelle.

IV.2. Justification de la stabilité du mur

L'application aux murs de soutènements des règles de sécurité qui régissent le calcul aux états limites se heurte à un certain nombre de difficultés. Les principes utilisés conduisent à tenir compte dans les calculs des différentes causes d'incertitudes qui sont les paramètres du sol d'assise, du remblai soutenu et des surcharges d'exploitation. La difficulté vient du fait que ces paramètres sont utilisés et combinés dans une même formule.

Pour se prémunir de ces aléas, il faudrait respecter un certain nombre de dispositions constructives (drainage des eaux, barbacanes,...) et la prise en compte dans les calculs justificatifs des paramètres modifiés du sol ($\varphi_r, c'=0$) ainsi que toutes les surcharges en cours de réalisation (compactage, engins, vibrations) et après la mise en service.

- a. La stabilité au glissement sous la fondation du mur est vérifiée en tenant compte de l'application à la résistance ultime au glissement d'un coefficient de sécurité de 1.20.

$$Q_h \leq \frac{Q_v \cdot tg\psi + c_u \cdot B}{1.20}$$

- b. La stabilité au renversement du mur autour de l'arête avale de la semelle sera vérifiée en tenant compte d'un coefficient de sécurité de 1.30.

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.30$$

- c. La vérification du non poinçonnement du sol sous la semelle se fait en appliquant un coefficient de sécurité de 2 à la résistance ultime du sol q_u .

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.5 \cdot \bar{\sigma}_s \quad (\text{ELS}).$$

IV.3. Conclusion

Pour le bon fonctionnement du mur de soutènement et le bon dimensionnement on doit faire une étude sismique selon le RPA 2003. On doit vérifier sa stabilité au glissement, renversement et au poinçonnement pour s'assurer que le mur tien son rôle.

V. Etude géologique, hydrogéologique et géotechnique du site

V.1. Introduction

DEGUINA est une commune de la Kabylie, ces coordonnées géographiques sont de 36° 33' 53'' Nord et de 5° 18' 19'' Est avec une altitude de Min 163 m- Max. 163 m et une superficie de 82.53 Km². dans notre travail on s'intéresse au glissement qui a survenu sur la CW 16 PK 2+300 Ait Idriss.

V.1.1. Reconnaissance du site

V.1.1.1. Situation du site

La zone de glissement a affecté un tronçon du chemin de wilaya CW16 au lieu dit « ichhen » à Ait Idriss daïra de Darguina.



Figure IV.1 : Situation du site [illustration par Google Map]

V.1.1.2. Topographie

La région d'Ait Idriss est montagneuse : les pentes sont fortes, les sources les plus importantes de la région d'âge crétacé, donnent une série de sources secondaire qui alimentent les villages disséminés le long des vallées.

Le tronçon du chemin de wilaya CW16 affecté par le glissement, traverse une formation d'éboulis constituée, de blocs marneux enveloppés dans une matrice argileuse sur 9 m d'épaisseur.

V.1.1.3. Géologie

La carte ci-dessous présente la géologie régionale de la wilaya de Bejaia.

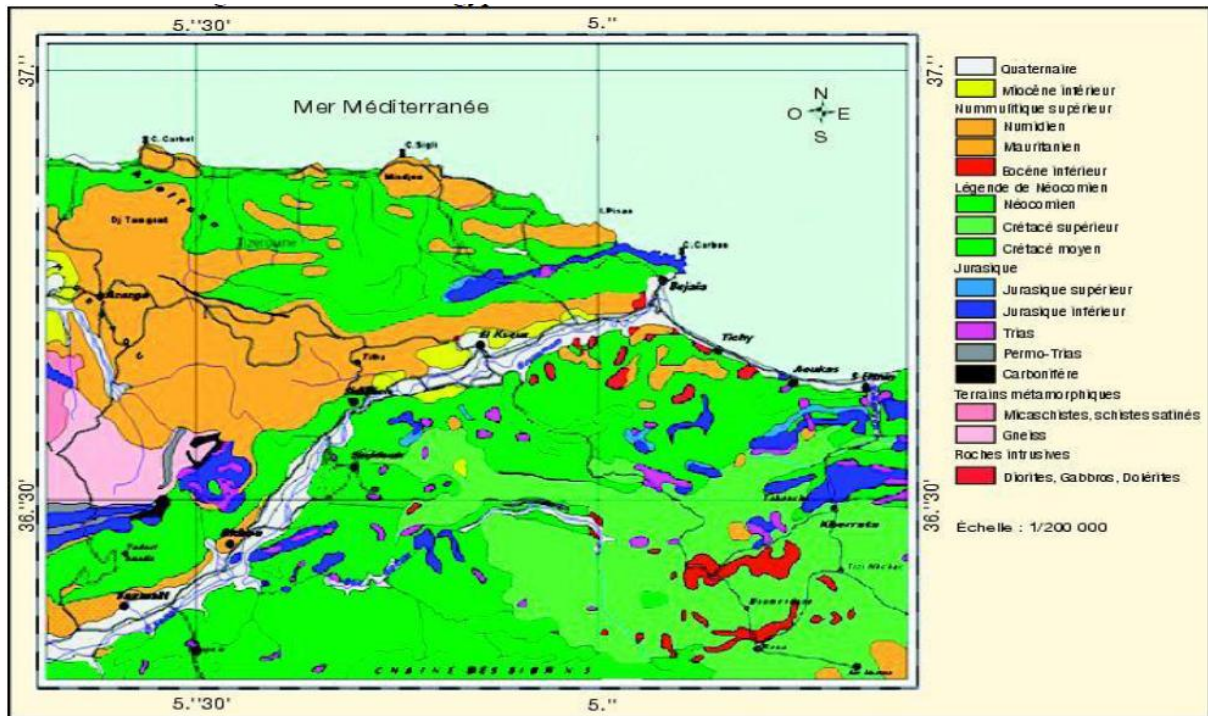


Figure IV.2: carte géologique de la wilaya de Bejaia 1/500 000

a) géologie du site

Sur la plan géologique, la région d'Ait Idriss est essentiellement représentée par :

- Le facies classique de marnes schisteuses noires a filonets de calcite, surmonté de marnes parfois conchoïdales a lentilles de calcaires jaunes. Ces formations sont d'âge Séinien.
- Brèches de calcaires et éboulis de pente formés en majeure partie de débris liasiques et Jurassiques fortement cimenté.



Figure IV.3: photos prise sur le site

V.1.1.4. La densité, la population et la superficie de DERGUINA

Le peuplement humain se caractérise par une forte densité au niveau du chef-lieu, 171 hab/km². La population de DERGUINA 2013 est de 17 146 habitants.

V.1.1.5. Situation géographique

La commune de Derguina se situe à 45 kilomètres à l'ouest du chef lieu de Bejaia, et l'ouest de la Daïra de Kherrata dont elle dépend administrativement.

Elle est limitée par:

- Au nord, Souk el ténine.
- Au sud, oued el barad.
- A l'ouest, Tasriouot et Kherrata.
- A l'est, Melbou et Tamridjet.

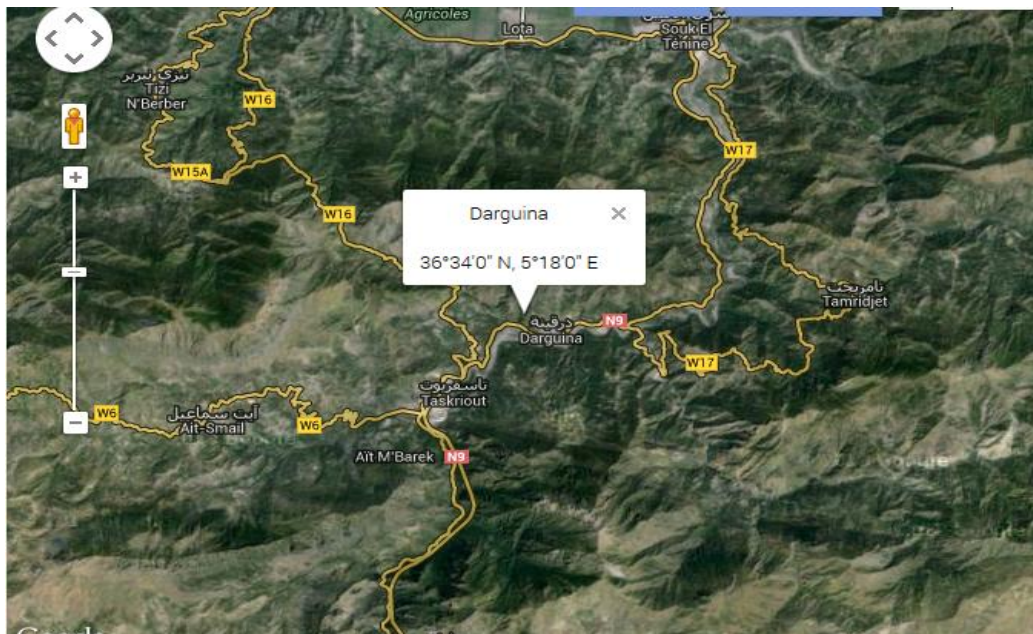


Figure IV.4: situation géographique de la commune de Derguina [17]

V.1.1.6. Hydrogéologie et hydrologique du site

V.1.1.6.1. Hydrogéologie

L'étude hydrogéologique présente un aspect particulier et complémentaire à l'étude géologique d'une région, donc son étude est nécessaire afin de mieux connaître l'origine, la distribution et la modalité d'écoulement des eaux souterraines. Les eaux souterraines sont contenues dans les différentes formations lithologiques. Dans les argiles et les marnes argileuses, elles jouent un rôle important dans les mécanismes qui conduisent aux fréquents mouvements gravitaires observés.

Quelques indices témoignent la présence des eaux souterraines, un puits domestique a été recensé au sommet du versant dont le niveau hydrostatique se trouve à 5 m de profondeur dans la période estivale.

V.1.1.6.2. Hydrologie

Le réseau hydraulique est constitué de cours d'eau temporaires alimentés par de nombreux torrents le long des pentes de montagnes. Ces cours d'eau débouchent en majorité dans l'oued Bou Sellam qui est le principal collecteur des eaux superficielles de la région. Il présente un écoulement et se jette dans la baie de Bougie.

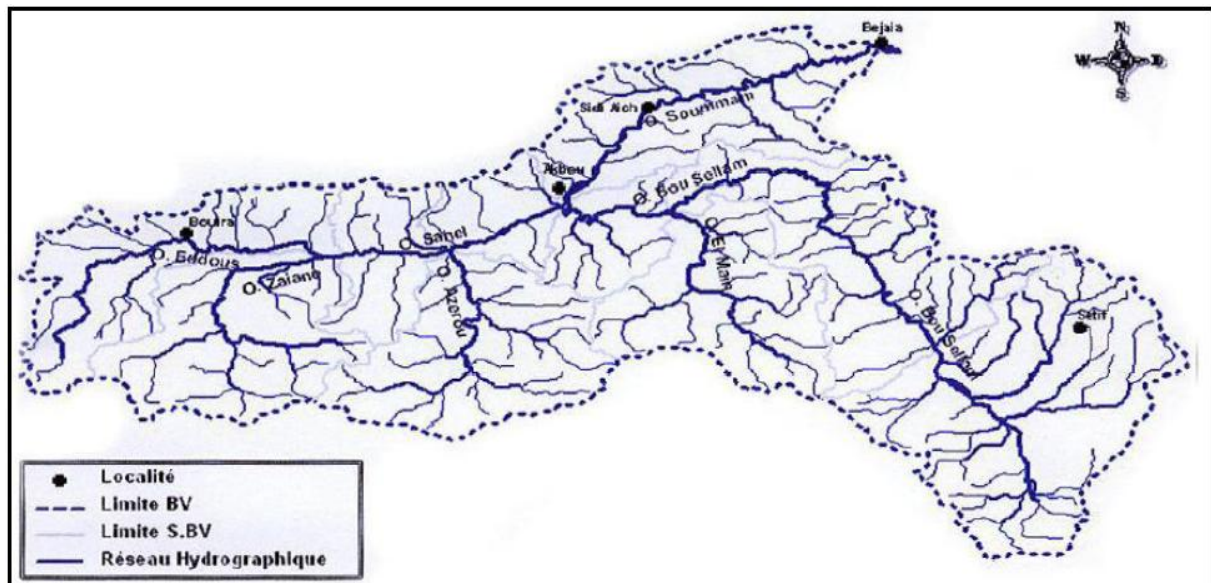


Figure IV.5: Répartition du réseau hydrographique de la ville de Bejaia

Les pentes naturelles du site sont suffisantes pour drainer les eaux de pluies et les eaux usées, quelle que soit l'intensité des averses, seuls quelques replats topographiques et les assiettes de terrassement favorisent la stagnation des eaux.

Durant les visites effectuées sur le site, nous avons constaté que le réseau de canalisation des eaux usées et les eaux potables sont installés anarchiquement.

V.1.1.7. Climat

Bien que de nombreux glissements de terrains dans la région soient liés à des facteurs physiques ou anthropiques, beaucoup d'entre eux sont liés à des événements climatiques extrêmes tels que les précipitations fortes, ayant suivies des températures estivales élevées.

La région de Bejaia se situe à proximité de la mer. Elle jouit d'un climat méditerranéen, avec de fortes précipitations.

V.1.1.7.1. Pluviométrie

L'eau est un facteur essentiel dans le déclenchement des glissements des terrains, car il est responsable de la liquidité des sols, une fois le degré de saturation atteint.

Les données recueillies auprès du service météorologique de Bejaia pendant une période de 10 ans (2000-2009), ont démontré que la région est marquée par une pluviométrie annuelle de 781.4 mm, avec un maximum moyen de **135.7** mm au mois de Janvier. Tandis que le minimum est de **2.2** mm enregistré en Juillet.

En effet, on constate d'une manière générale que pour l'ensemble des données obtenues par la station de Bejaia, les mois les plus arrosés sont les mois d'automne et hiver ; de Septembre jusqu'au mois de Mai. Par ailleurs, les mois de Juin, Juillet et Aout représentent les mois secs.

L'histogramme de la figure ci après nous montre l'existence de deux périodes climatique au cours de l'année :

- Une période humide : qui s'étend entre les mois de Septembre et Mai. On remarquera ici que dans notre région d'étude, la période humide de prolonge pratiquement jusqu'au mois de Mai avec 40.3 mm de pluie concentrées sur 8 jours.
- Une période sèche : qui s'étend du mois de Juin au mois d'Aout, avec un minimum de 2.2 mm en Juillet. C'est la période qui favorise la décohésion et la fissuration des sols argileux.

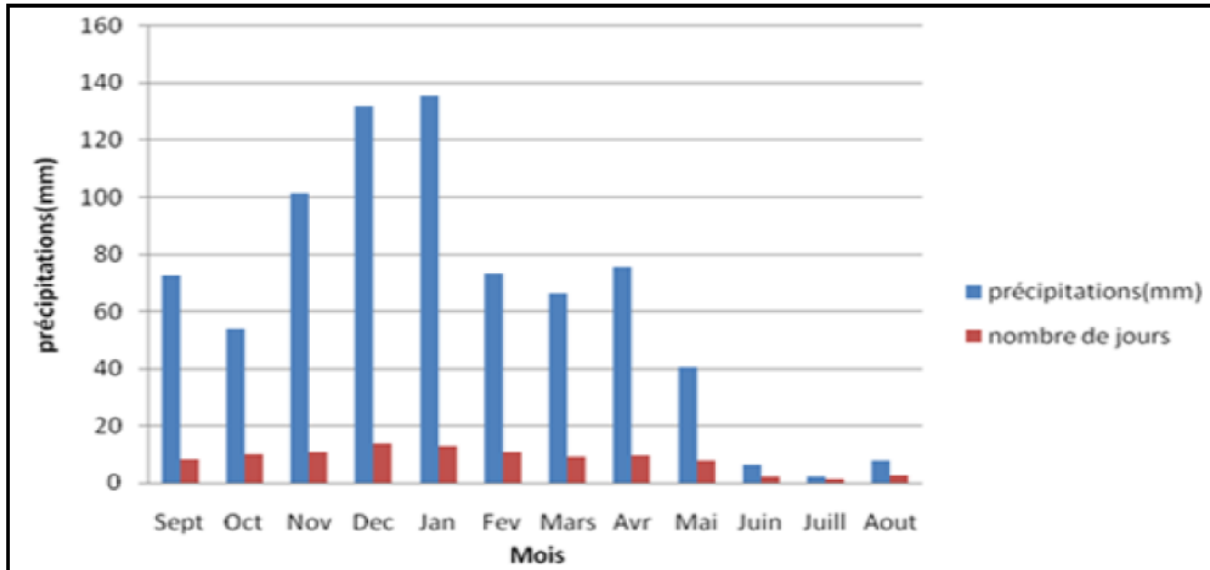


Figure IV.6: les moyennes mensuelles des précipitations de la station de Bejaia-aéroport

En raison de cette répartition, la dynamique des versants est accentuée pendant la période de fortes précipitations ou les sols sont gorgés d'eau.

V.1.1.7.2. Les températures

La température est également un élément fondamental en tant que facteur climatique vital et déterminant dans la vie des végétaux.

La moyenne annuelle des températures est de l'ordre de 18°C. Les mois Juin, Juillet et Aout sont les plus chauds de l'année (la température varie de 22 à 35°C) ; cette augmentation des températures entraîne une évaporation qui, sur des sols argileux, fini par donner naissance à des fentes de retraits dont l'importance est en fonction du degré de température atteint. Lors de premières pluies les eaux de ruissellement vont pénétrer dans les fentes de retraits, ce qui favorise la manifestation des glissements de terrains, une fois la saturation des sols atteinte.

En automne les précipitations arrivent après la période de sécheresse assez longue, dans les zones argileuses, l'évaporation a produit des fentes de retraits plus ou moins importantes ; donc, lors des précipitations, le volume de l'eau tombé généralement engloutie dans les fentes de retraits, on assiste rapidement à une recharge des réserves en eau et probablement à la saturation des niveaux inférieurs.

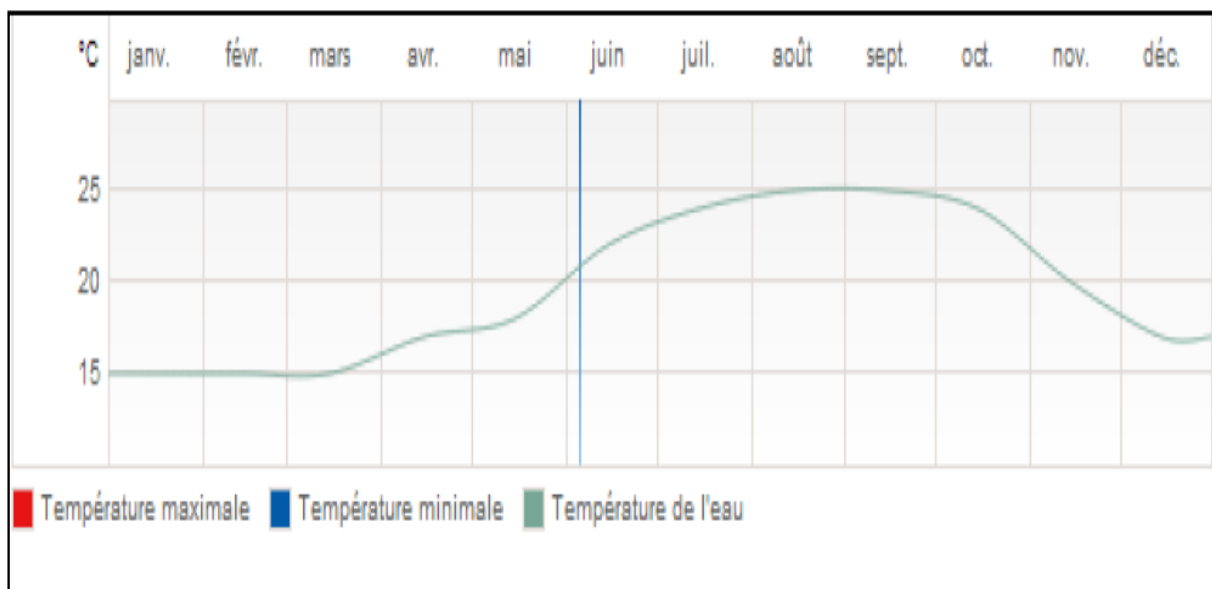


Figure IV.7: Les données climatiques pour Bejaia

V.1.2. Sismicité de la région de Bejaia

Les séismes peuvent avoir des effets secondaires qui consistent en des mouvements de terrain : glissements de terrain, écroulement, perte de cohésion de terrain gorgé d'eau ou liquéfaction. Plusieurs de ces effets se combinent parfois ou bien déclenchent à leur tour d'autres effets, eux-mêmes néfastes.

La région de Bejaia n'est pas épargnée par le phénomène sismique, provoquant ainsi des désordres dans le milieu urbain. La région de Bejaia a été plusieurs fois secouée par les séismes. Les données du CRAAG montrent qu'elle est très active en secousses de moyennes intensités. Le mécanisme générateur est essentiellement lié à la présence d'un pli-faille à Kherrata.

V.2. Etude géotechnique du site

V.2.1. Introduction

De nos jours l'étude géotechnique est indispensable pour les ingénieurs afin de fournir des données expérimentales sur les propriétés physiques et mécaniques des sols, nécessaires pour mener des calculs et des modélisations par des codes de calculs, de plus en plus développés. Cette étude nous aide à déterminer les niveaux des nappes aquifères existantes et de permettre le choix de la meilleure solution à adopter au problème d'instabilité rencontré. La qualité de ces prévisions dépendra fortement de la qualité des paramètres du sol obtenus, la qualité de ceux-ci dépendra de la qualité des essais effectués tout au long de la campagne de reconnaissance.

Le programme de la reconnaissance géotechnique du site concerné par le glissement consiste à réaliser deux sondages pressiométriques de 15 m de profondeur pour un pas d'essai de 1 m.

V.2.2. Essais in situ

Les essais de laboratoire ont pour but de déterminer les paramètres physiques et mécaniques du sol en vue d'estimer son état naturel. Ces essais se font sur des échantillons prélevés à partir des carottes paraffinées des sondages. Pour qu'un essai donne des résultats précis et fiables, il faut que l'échantillon soit représentatif.

V.2.2.1. Sondage carottés

Le carottage est la désignation courante de tous les types de forages permettant la récupération d'une carotte. Les domaines d'application du carottage varient de la recherche des minéraux aux études de fondations. Un sondage carotte a été réalisé sur le site d'une profondeur de 30 m (voir les annexes).

➤ Equipement utilisés dans le sondage au carottage :

-La sondeuse : son rôle est de faire tourner le train de tiges, le carottier et la couronne, elle doit transmettre également la pression nécessaire à l'outil de forage.

-le derrick : il est utilisé pour remonter le train de tiges hors du trou, la hauteur et la force du derrick dépendent de la profondeur du trou qu'on veut obtenir.

-pompe de forage : son rôle est l'injection d'un liquide laveur au fond du trou de sondage. La pompe à une double fonction :

- Refroidir la couronne.
- Remonter en surface les débris de roche.

-le train de tiges : il transmet la pression, la rotation et le liquide d'injection à la couronne, les tiges peuvent être le type conventionnel (Wire line) pour le carottage au câble et à double parois pour utilisation en circulation inverse.

-le carottier : il préserve et retient la carotte jusqu'à sa remontée en surface, c'est le plus important de l'équipement dans le trou.

Le tube de revêtement : il permet de traverser des terrains de recouvrement jusqu'à la roche stable, il est nécessaire pour éviter que les pierres ou autres débris ne tombent dans le trou de sondage. Dans les trous profonds, il peut être nécessaire de tuber plusieurs fois, chaque tubage réduit la taille du sondage. Lorsqu'on prévoit de réaliser un trou de sondage, il faut connaître le diamètre minimum de la carotte désirée par le client.

-les couronnes : les couronnes à prisme en carbure de tungstène ne sont utilisées que pour les forages des roches tendres et fiables. Les couronnes diamantées (à pierres serties ou concrétion synthétique) sont destinées au forage de roches dures et abrasives.

-pour le choix d'une couronne diamantée, on peut généralement dire que plus la formation est tendre, plus les diamants utilisés sont gros. Dans la roche dure on utilisera de plus petits diamants de meilleure qualité.

-le manchon aléreur : il est placé au-dessus de la couronne, il doit être de la même taille que la couronne. Le but du manchon aléreur est de maintenir le calibrage du trou de sondage pour permettre à une nouvelle couronne de descendre jusqu'au fond sans se coincer. Il joue également le rôle de stabilisateur de l'ensemble de terrain de tige.

V.2.2.2. Essai pressiométrique

1. objectif de l'essai : cet essai consiste à dilater radialement une cellule cylindrique placée dans un forage préalable

2. domaine d'application : L'essai pressiométrique peut être réalisé dans tous les types de sols saturés ou non, y compris dans le rocher (avec plus d'incertitude) et les remblais.

3. principe de l'essai : L'essai pressiométrique Menard est un essai de chargement de sol en place, il consiste à dilater radialement au sein du sol une sonde cylindrique est à déterminer la relation entre la pression appliquée sur le sol selon un programme de chargement imposé et le déplacement de la paroi de la sonde.

Trois caractéristiques de sol sont ainsi déterminées :

- Le module pressiométrique E_M qui définit le comportement pseudo-élastique du sol.
- La pression limite P_l qui caractérise la résistance à la rupture du sol.
- La pression de fluage P_f qui définit la limite entre le comportement pseudo-élastique et l'état plastique.

4. Appareillage : L'appareil utilisé est une pression APAGEO de type « G » acquis en 2007 dont l'appareillage répond aux exigences de la norme NFR94-110. Il est constitué par un contrôleur pression volume (CPV), une tubulure coaxiale à haute pression étalon, de 45 cm et une sonde tri cellulaire coaxiale revêtue d'une membrane souple, et une gaine toilée à haute pression. Les manomètres de mesure font l'objet d'un étalonnage périodique régulier.

V.2.3. Interprétation des essais in situ

La coupe lithologique fournie par le sondage destructif est la suivante :

- 0.00 à 5.00m : remblais (tufs, argiles sableuse limoneuses).
- 5.00 à 9.00m : éboulis de pente constitués essentiellement par des blocs de calcaire enveloppées dans une matrice argileuse (argiles limoneuses).
- 9.00 à 20.00m : intercalation de bancs de marnes de couleur grise et des marnes schisteuses friables.

Tableau IV.1 : Caractéristiques physico-mécaniques du sol

Profondeur (m)	Données Mécaniques	Natures des couches de sol
0.00 à 5.00	$\gamma = 19 \text{ KN/m}^3$ $C = 0.05 \text{ bars}$ $\varphi = 35^\circ$	argiles sableuse limoneuses Faible caractéristiques mécaniques
5.00 à 9.00	$\gamma = 19 \text{ KN/m}^3$ $C = 0.14 \text{ bars}$ $\varphi = 20^\circ$	argiles limoneuses Faible caractéristiques mécaniques
9.00 à 20.00	$\gamma = 21 \text{ KN/m}^3$ $C = 0.24 \text{ bars}$ $\varphi = 25^\circ$	Marnes bonne caractéristiques mécaniques

Les résultats de l'essai pressiométrique au niveau de PR1 sont mentionnés dans le présent tableau :

Tableau IV.2 : Résultat de l'essai pressiométrique

Profondeur (m)	Module de deformation E_M (bars)	Pression limite P_l (bars)	E/ P_l	Lithologie
1		Essai défectueux (remblais)		remblais
2				
3				
4				
5	18.9		1.4	
6	35.6	3.8	9.49	Formation de pente
7	33.9	4.8	7.01	
8	103.8	8.8	11.77	
9	172.2	13.6	12.66	
10	655.9	33.2	19.75	Marne mi dure a intercalation friable et schistosée
11	767.8	26.1	29.44	
12	266.3	23.3	11.45	
13	86.9	18.1	4.8	
14	314.8	20.6	15.3	
15	512	23.7	21.6	
16	428.1	27	15.87	
17	428.1	23.8	18.02	
18	558.3	24	23.28	
19	503	27.2	18.48	

V.2.4. Classification sismique du site RPA/2003

Les sols du site sont constitués essentiellement par des éboulis de pente en surface, et par des bancs mince de marnes intercalé de marnes schisteuse friables.

D'après les valeurs de pression limites et modules obtenue de l'essai pressiometrique nous avons ce qui suit :

$$\overline{PL} = \frac{\sum_i^n h_i}{\sum_i^n \left(\frac{h_i}{pl_i}\right)}$$

Formation de pente :

$$h_i = 4m, pl_i = 7.75 \text{ bar}, \overline{PL} = 4 / \left(\frac{4}{7.75}\right) = 7.75 \text{ bar} < 20 \text{ bar}, \text{site meuble S3.}$$

Marne a intercalation friable et schisteuse :

$$h_i = 10m, pl_i = 24.7 \text{ bar}, \overline{PL} = 10 / \left(\frac{10}{24.7}\right) = 24.7 \text{ bar} > 20 \text{ bar}, \text{site ferme S2.}$$

On a

$$\text{Calcul de : } E_M : \frac{h}{E_M} = \sum \frac{h_i}{E_{Mi}}$$

Nous avons deux couches dans le sol :

Les éboulis

$$E_{M1} = 14.18 \text{ bars}$$

Marne

$$E_{M2} = 448.82 \text{ bars}$$

calcul de $E_{oed} = \frac{E_M}{\alpha}$ telle que $\left(\begin{array}{l} \alpha = 0.5 \text{ sol meuble} \\ \alpha = 1 \text{ sol dure} \end{array} \right)$

$$E_{oed1} = 23.36 \text{ bars}$$

$$E_{oed2} = 448.82 \text{ bars}$$

$$\text{calcul de } E : E = 0.74 \times E_{oed}$$

Donc :

$$E_1 = 17.52 \text{ bars}$$

$$E_{M1} = 332.13 \text{ bars}$$

Z	5	6	7	8	9
P_l (Kpa)	140	380	480	880	1360
P_o (Kpa)	77.5	93	198.5	124	139.5
P_l^* (Kpa)	62.6	287	371.5	756	1220.5

Z	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
P_l (Kpa)	3320	2610	2330	1810	2060	2370	2700	2380	2400	2720
P_o (Kpa)	155	170.5	186	201.5	217	232.5	248	263.5	379	294.5
P_l^* (Kpa)	3165	2439.5	2144	1608.5	1843	2137.5	2452	2643.5	2121	2425

Telle que

$$P_o = (0.5 \times \gamma \times z) + (\gamma_w \times z)$$

Et $P_l^* = P_l - P_o$ donc $P_{l1}^* = 361.21$ Kpa et $P_{l2}^* = 2261.4$ Kpa

Ménard donne pour les sols cohérents les correspondances suivantes

$$\frac{E_M}{P_l} < 5 \text{ argiles remaniées ou triturées}$$

$$5 < \frac{E_M}{P_l} < 8 \text{ argiles sous – consolidées}$$

$$8 < \frac{E_M}{P_l} < 12 \text{ argiles normalement surconsolidées}$$

$$12 < \frac{E_M}{P_l} < 15 \text{ argiles légèrement surconsolidées}$$

$$\frac{E_M}{P_l} > 15 \text{ argiles fortement surconsolidées}$$

Dans notre cas on a $\frac{E_M}{P_l} = 20.08 > 15$ pour la marne et $\frac{E_M}{P_l} < 5$ pour les éboulis

VI.5. Conclusion

On a présenté la commune de Derguina sur le plan géologique, topographique et hydrogéologique. On a vu que la principale cause de l'instabilité du site AIT IDRIS est la présence de l'eau. On va essayer d'en savoir un peu plus grâce à l'étude géotechnique.

Pour l'étude géotechnique nous avons eu recours à l'essai pressimétrique qu'on a bien défini. Ensuite on a eu les résultats qui nous ont permis la classification sismique du site selon le RPA/2003.

L'étude géotechnique du site étudié nous permet de conclure que les formations constituant le site, sont en général des marnes surmontées par une couverture d'éboulis de pente.

VI. Calcule de stabilité et étude de confortement

VI.1. Introduction

Voilà la phase la plus importante de ce projet. Le but final de ce projet est de trouver la bonne solution ou les bonnes solutions favorables techniquement et économiquement pour stabiliser le talus et limiter le glissement.

Alors notre choix de la technique de stabilisation devra répondre aux aspects suivants :

- ❖ Analyse des paramètres techniques du site.
- ❖ La connaissance des techniques de stabilisation
- ❖ Les impératifs technico-économiques.

L'analyse des paramètres techniques de site est basée sur un calcul d'équilibre limite ou numérique, qui conduit à évaluer quantitativement l'incidence des paramètres de l'instabilité telles que la géométrie, les conditions hydraulique, les caractéristiques mécaniques des terrains. Les résultats de ces calculs permettent donc de classer et choisir parmi les actions correspondantes (drainage, terrassement, substitution du sol, soutènement et amélioration des efforts résistants).

VI.2. Évaluation du degré de stabilité du site

De nos jours, les logiciels informatiques facilitent la prise en compte de plusieurs paramètres. Ces logiciels peuvent utiliser à la fois les formulations d'équilibre limite et les méthodes des éléments finis pour décrire correctement le comportement des sols. Dans cette partie le logiciel de calcul PLAXIS, est utilisé pour effectuer les calculs de stabilité du glissement d'AIT IDRIS en introduisant la géométrie réelle du terrain ainsi que les paramètres des sols rencontrés.

En plus nous avons réalisé un calcul analytique par la méthode de FELLENIUS afin comparer entre le facteur de sécurité et d'approcher la ligne de rupture probable, dans notre cas, nous avons considéré que le glissement est circulaire.

VI.2.1. Analyse du glissement par un calcul manuel

Le calcul manuel de stabilité d'un talus se fait par tâtonnement en cherchant la ligne de glissement la plus défavorable tout en observant de façon critique la géométrie, les caractéristiques géotechniques et hydrauliques du talus. Ceci conduit à étudier bien peu de surfaces. Alors avant de faire l'analyse par logiciel, on commence par un calcul manuel en considérant un cercle de rupture dont on divise le volume instable en un certain nombre de tranches verticales, et le calcul se fait en considérant chaque tranche comme un solide indépendant, et en équilibre limite sur la ligne de glissement. Le mode de division et le nombre de tranches adoptés sont arbitraires, cette méthode est appelé la méthode de FELLINIUS après, on calcule le coefficient de sécurité par le cercle a les caractéristiques suivantes :

Rayon : $R=31.2$ m.

Centre O de coordonnées : O = (26.8 m, 720.83 m).

$$\alpha=36^\circ$$

On devise la surface en six tranches comme le montre la figure ci-dessous :

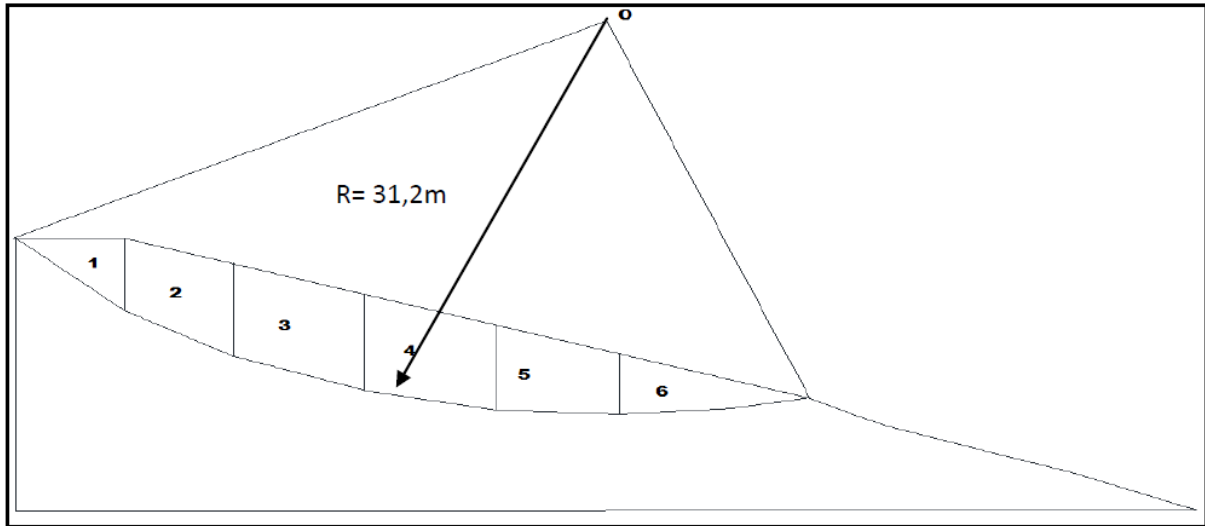


Figure VI.1: Découpage de tranche de talus

On calcul le poids W et l'angle θ de chaque tranche.

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1: Résultats de calcul de la méthode des tranches

N° de la tranche	1	2	3	4	5	6
$W_i(t)$	255.94	590.06	811.63	785.76	591.74	372.16
$\theta_i(^\circ)$	50	37	26	14	4	-9
$W_i \cos \theta_i(t)$	164.52	471.24	729.49	762.42	690.30	367.58
$W_i \sin \theta_i(t)$	196.06	355.11	355.8	190.09	41.28	-58.22
$L_i(m)$	7.49	6.03	6.36	6.89	5.55	7.91

Avec :

$$c= 2c.R.\sin\alpha$$

$$\sum CL_i = 14.51 \text{ m}$$

$$\sum_{i=1}^n W_i \cdot \cos \theta_i = 3085.55$$

$$\sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \theta_i = 1080.12$$

$$\varphi = 19^\circ$$

$$F= \frac{\sum_{i=1}^n (C_i \cdot L_i + W_i \cdot \cos \theta_i \cdot \tan \varphi_i)}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \theta_i} = 0.78$$

VI.2.2. Analyse du glissement par « plaxis »

Le tableau suivant représente les paramètres géotechniques des couches :

Tableau VI.2 : Caractéristiques des couches

couches	couleur	γ (KN/m ³)	C Kpa	φ°
éboulis		21	0	19
marne		20	100	25

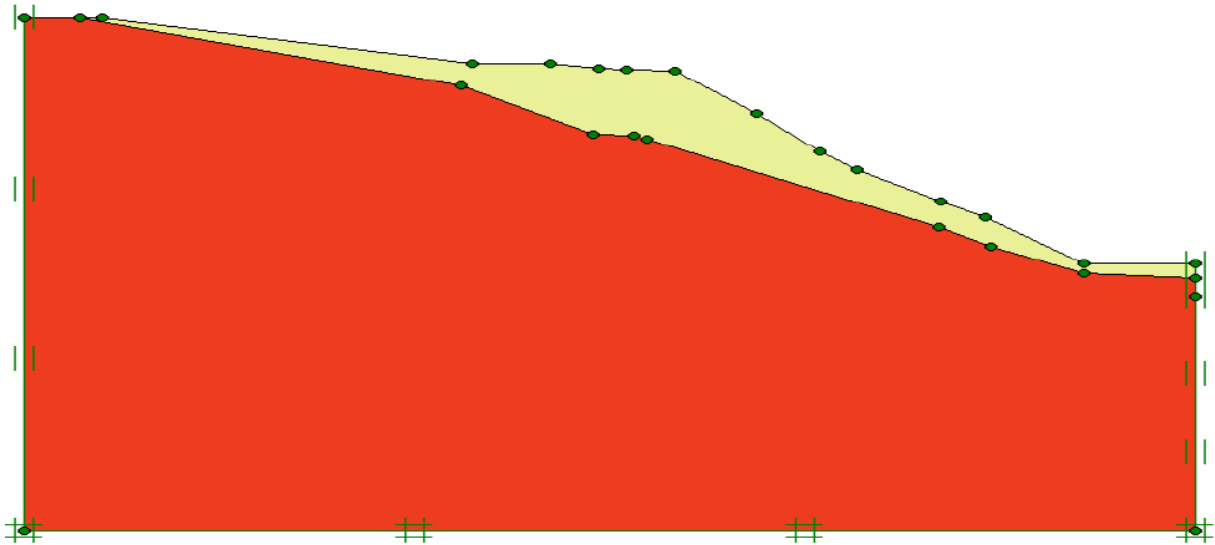


Figure VI.3 : Modèle du versant instable

❖ Les résultats obtenus

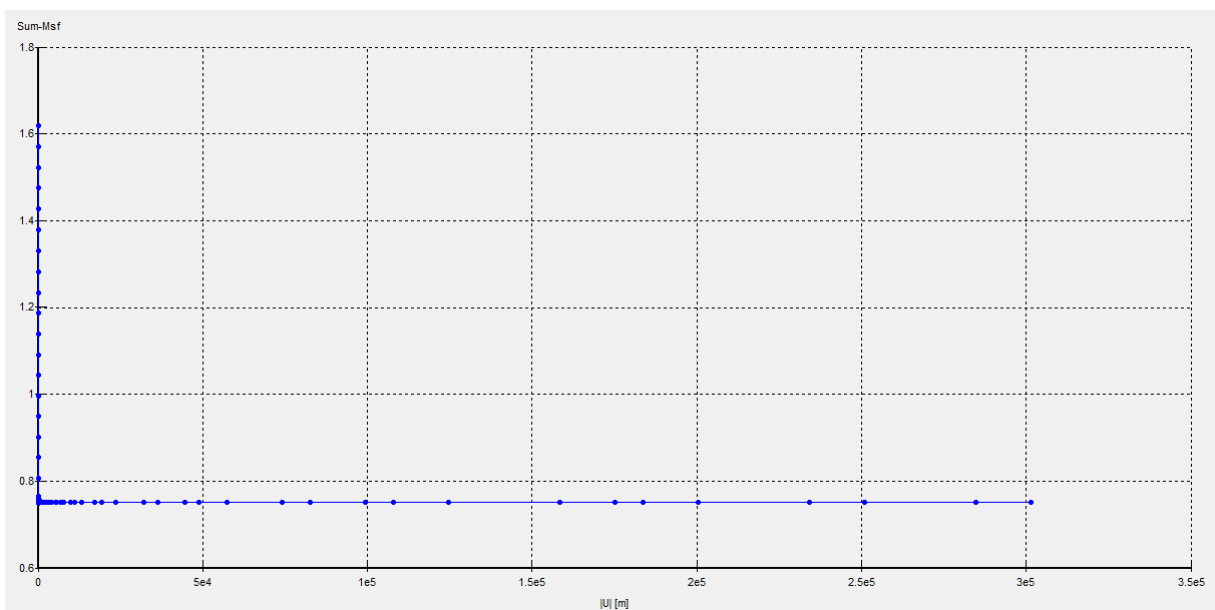


Figure VI.4: Evolution du coefficient de sécurité donner par plaxis

Les valeurs minimales du coefficient de sécurité données par le logiciel PLAXIS est de $F=0,72$.

VI.3. Techniques de stabilisation

Comme on la déjà exposer dans l'un des chapitres précédent, il existe plusieurs techniques pour stabiliser les glissements de terrain, dans nôtres cas nous allons étudier la solution suivante dan cette première partie :

Stabilisation du glissement d'Ait Idriss de longueur de 60m par un mur de soutènement à contrefort en béton armé. L'espacement entre chaque deux contrefort est de 2.5 m et l'épaisseur est de 0.3 m. Comme la figure ci-dessous nous le montre. On remarquera que les ouvrages de butée ainsi dimensionnés, en plus de leurs actions gravitaires, peuvent assurer un drainage du massif. Même si l'on ne recherche pas spécifiquement cet effet, il est recommandé d'utiliser une barbacane et un matériau drainant et autostable, et organiser la collecte et l'évacuation des eaux, par exemple par un drain placé en fond de fouille et un collecteur. Dans tous les cas, on veillera à disposer un tapis drainant.

Avant de passer a l'étude de stabilité des solutions proposées pour ce site nous devant préciser que le site a été déjà conforté par un mur gabion.

Mais le mur qui est sensé assurer la stabilité du talus et limiter le glissement na pas pu tenir son rôle. Le mur s'est penché vers l'aval. Plein de question sont se sont posé, pourquoi le mur n'a pas pu être stable et assurer la stabilité du site.

On supposera que c'est pour les raison suivante :

Comme nous l'avons déjà exposé dans le chapitre suivant, le terrain est gorgé d'eau et cette eau est la principale cause de ce glissement de terrain. Et ces dernières années la pluviométrie est devenus beaucoup plus importante que les années qui ont servit à l'étude de stabilité du mur gabion.

Le mur gabion a la propriété d'un matériau drainant grâce au vides entre les éléments du matériau de remplissage donc il peut évacuer l'eau facilement et au fil des années ces vides ont diminué et ça c'est a cause de fine particule de terre et de boue transporté par les eaux drainer et se colmate dans les vides, alors les vides ont tendance se fermer et empêcher les eaux de s'écouler. Il se résulte alors une augmentation de la pression interstitiel derrière le mur gabion, en finale le mur na pas pu supporter toute cette pression interstitiel additionné a la pression des terres. Le mur a atteint sont état limite ultime. Dans ce cas, nous allons faire attention a ce problèmes et pour faire face nous allons mètre entre les gradin du mur gabion des couche de géotextile qui vont assuré le drainage des eaux et empêcher que les vides se bouche et se ferme.

D'autres causes sont aussi envisageables :

- ❖ Celle du mur qui n'est pas assez encre dans le sol.

- ❖ Les propriétés mécaniques du matériau utilisé pour le remplissage du mur gabion tels que le poids volumique et la cohésion ne sont pas suffisantes pour répondre aux exigences attendues.
- ❖ Le mur est sous dimensionner.
- ❖ Les gabions doivent être inspectés sur une base régulière pour assurer leur intégrité. Ils doivent être immédiatement examinés et évalués après une tempête, qui a causé plus lourd que l'écoulement normal des eaux.

Comme nous l'avons déjà dit sa reste des suppositions, mais nous devons ne pas refaire les mêmes erreurs que les précédentes et faire attention aux imprévues.

Partie 1 :

Les dimensions du mur en béton armé

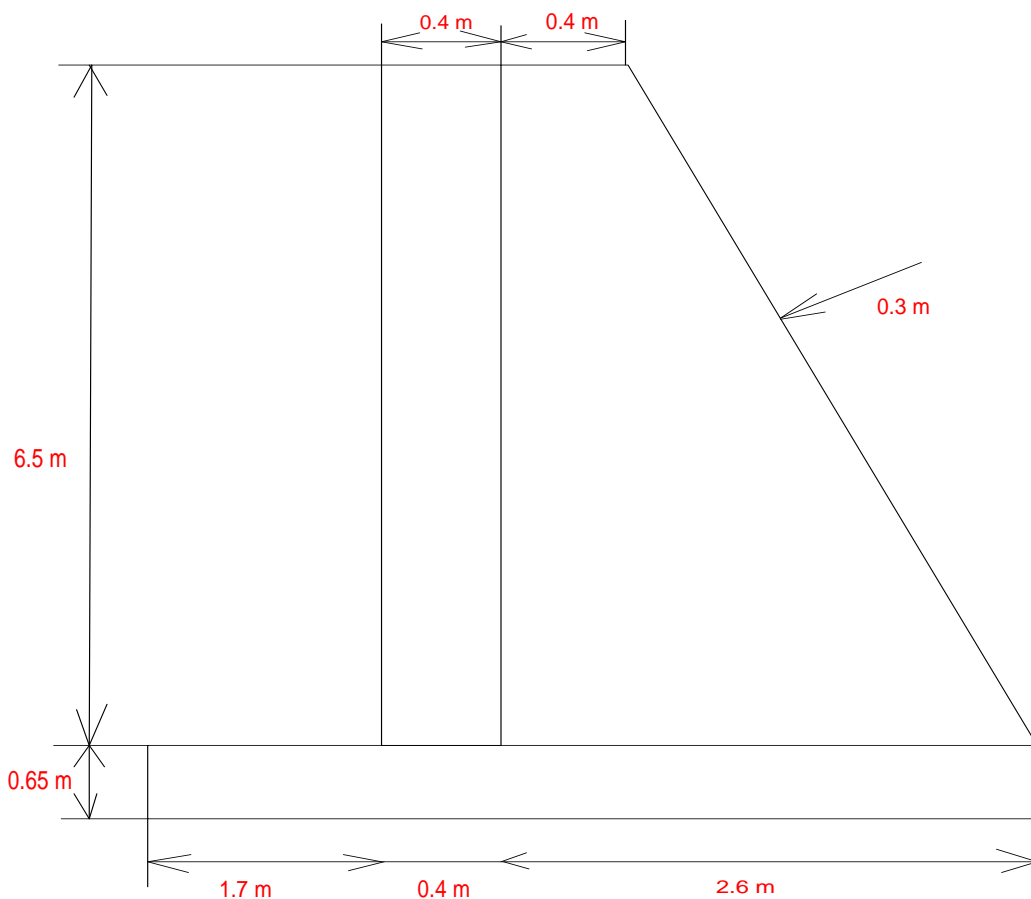


Figure VI.5: Mur de soutènement a contrefort en béton armé

VI.4. Stabilité du mur de soutènement

VI.4.1. Stabilité statique

Avant de terrasser le terrain naturel on a les caractéristiques suivantes présentées dans le tableau suivant:

$\beta = 20(\text{angle de talus}). \bar{\sigma} = 2 \text{ bars} .$

Tableau VI.3: Données caractéristiques du sol

hauteur	0 à 5.5 m (éboulis de pente)	A partir de 5.5 m (marnes compactes)
γ_h	20 KN/m ³	21 KN/m ³
c	0 bars	1 bars
φ	19°	25°

Après terrassement on suppose qu'on a l'angle du talus est le suivant :

$$\beta=3^\circ$$

On a: Remblai (TVO):

$$\gamma_1 = 22 \text{ KN/m}^3$$

$$\varphi_1 = 35^\circ$$

La hauteur du mur de soutènement : $h_m = 7 \text{ m}$

Béton armé: $\gamma_B = 25 \text{ KN/m}^3$

VI.4.1.1. Critères de stabilité

Non glissement du mur.

Non renversement du mur.

Non poinçonnement du sol sous la base du mur.

A). Bilan des efforts extérieurs appliqués au mur

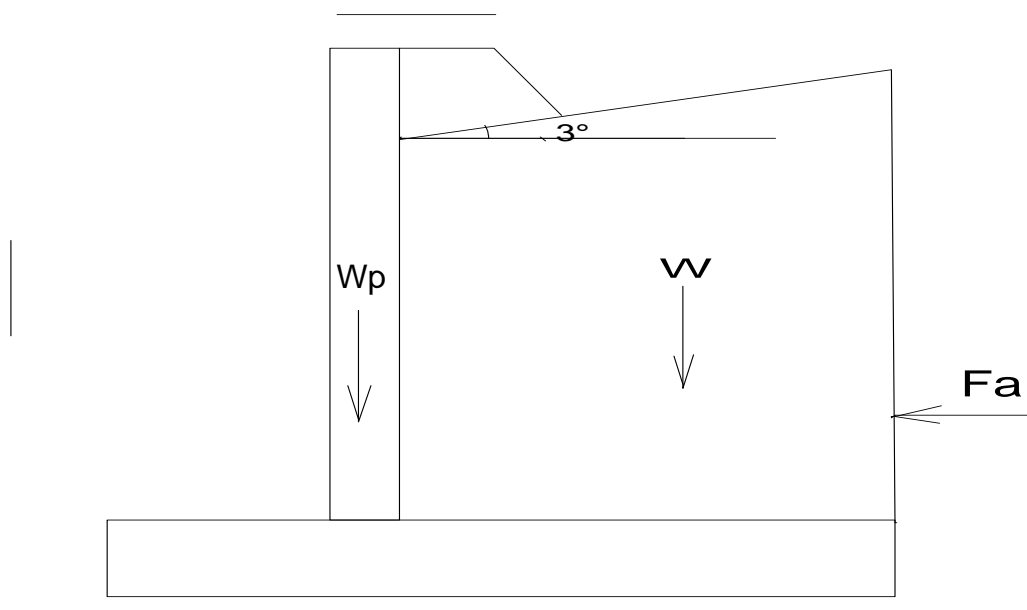


Figure VI.6: Les forces agissant sur le mur

Calcul de la poussée des terres

$$K_{a1} = \frac{\cos^2(\lambda - \varphi)}{\cos(\lambda + \delta) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\lambda + \delta) \cos(\lambda - \beta)}} \right)^2} = 0.7$$

$$K_{a2} = 0.37$$

$$\sigma h = ka \cdot \gamma \cdot h$$

$$F_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{d1} \cdot K_a \cdot H^2 - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}$$

On néglige le C.

$$F_{a1} = 222.34 \text{ KN}$$

$$F_{a2} = 46.435 \text{ KN}$$

$$F_a = F_{a1} + F_{a2} = 268.77 \text{ KN}$$

Résultante de la poussée:

$$\text{ELU: } F_{au} = 1.35 (268.77) = 362.84 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } F_{aS} = 268.77 \text{ KN}$$

Résultante du moment de la poussée

$$M/o = 1/3 \text{ fa. } H = 580.54 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELU: } M_{ru} = 783.73 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS: } M_{rs} = 580.54 \text{ KN.m}$$

La section précédente a permis de déterminer l'effort F_a due à la poussée des terres (pas de mobilisation de butée dans ce cas là). Mais le bilan complet des efforts extérieurs appliqués au mur de soutènement fait aussi apparaître :

Le poids propre du mur W_p .

Poids du remblai sur le talon du mur W .

L'effort de butée F_p généré par la terre devant le mur. Mais compte tenu de la difficulté de mobiliser un tel effort (déplacement important nécessaire et sol souvent peu compacté), F_p est souvent négligé.

L'approche de la cohésion C sous la forme d'un effort H . (effet de collage) :

$$H = C \cdot b.$$

La réaction d'appui du sol sur le mur R .

Le seul effort qui ne peut pas être calculé directement est R. mais la somme des forces suivant la verticale permet de la déterminer aisément :

$$R_v = W_p + W$$

$$R_H = R_v \tan \Phi = (W_p + W) \tan \Phi$$

Moments stabilisants

Tableau VI.4: Poids et moment résultant du mur en béton armé

N°	Elément du mur	P _v en (KN)	Distance d/A(m)	Moment Ms/A En (KN.m)
1	rideau	65	1.9	123.5
2	Partie 1 du contrefort	19.5	2.3	44.85
3	Partie 2 du contrefort	53.6	3.23	173.128
4	Semelle	76.37	2.35	179.449
5	Partie 1 du remblai arrière	2.72	3.4	9.35
6	Partie 2 du remblai arrière	240.24	3.83	920.92
	total	457.43	/	1451

Le moment stabilisateur est de :

$$M_{st} = 1451 \text{ KN.m}$$

$$D_{o/A} = \frac{M_{S/A}}{P_{tv}} = \frac{1211.73}{437.12} = 3.17 \text{ m}$$

$$e_0 = 2.77 - B/2 = 0.82 \text{ m}$$

$$e_0 = 82 \text{ cm}$$

Moment sollicitant la semelle (M_G) à l'ELS :

$$M_G = 580.54 - 457.43 (0.82) = 205.45 \text{ KN.m}$$

Excentricité de P_{TV} par rapport à G :

$$e = \frac{M_G}{P_{TV}} = \frac{205.45}{457.43} = 0.44 \text{ m}$$

B). Stabilité au glissement (ELS) :

La stabilité au glissement est assurée lorsque:

$$\frac{\sum \text{des efforts horizontaux retenant l'ouvrage}}{\sum \text{des efforts horizontaux faisant glisser l'ouvrage}} \geq 1.5$$

Il vient alors (F_p négligé) :

$$\frac{R_H + C.b}{P_H} \geq 1.5$$

$$R_H = (W + P_V) \tan \varphi$$

$$\frac{R_H + C.b}{P_H} = \frac{680.4}{268.77} = 2.5 \geq 1.5 \text{ (Vérifié)}$$

C). Stabilité au renversement (ELU) :

La stabilité au renversement est assurée lorsque :

$$\frac{\sum \text{des moments retenant l'ouvrage}/_{pt o}}{\sum \text{des moments faisant renverser l'ouvrage}/_{pt o}} \geq 1.5$$

Stabilité du mur de soutènement

Il vient alors (F_p négligé) :

$$\frac{M_{/0}(W + P_V)}{M_{/0}(P_H)} \geq 1.5$$

$$\frac{M_{st}}{M_{ru}} = \frac{1451}{783.73} = 1.85 \geq 1.5 \text{ (Vérifié)}$$

D). stabilité au poinçonnement

On détermine une contrainte σ qui devra rester inférieure ou égale à la contrainte de calcul de portante du sol q .

$$\sigma = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_s$$

Avec : $\bar{\sigma}_s = 2$ bars

$$\sigma_{max} = \frac{N_G}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) = 199.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{N_G}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) = -4.55 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = 148.3 \text{ KN/m}^2 \leq 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} \leq \bar{\sigma} \text{ (Vérifié)}$$

VI.4.2. Etude sismique du mur de soutènement

Poussées dynamiques des terres

$$P_{ad} = \frac{1}{2} \cdot K_{ad} \cdot (1 \pm k_v) \cdot \gamma_h \cdot H^2$$

Appliquée horizontalement à H/2 au dessus de la base de la semelle du mur avec :

K_{ad} : Coefficient de poussée dynamique des terres donné par :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\theta \cdot \cos\beta}} \right]^2}$$

H : hauteur du mur de soutènement,

γ_h : poids volumique humide du sol,

β : angle de la surface du remblais par rapport à l'horizontale,

φ : Angle de frottement interne du remblai sans cohésion (*),

$$\Theta = \arctg \left[\frac{k_h}{1 \pm k_v} \right]$$

Zone sismique II.a groupe d'usage 2 : $k_h = 0.25$, $k_v = 0.3$. $k_h = 0,075$

$$\Theta_1 = \Theta^+ = \arctg(0.23) = 12.95^\circ$$

$$\Theta_1 = \Theta^+ = \arctg(0.27) = 15.1^\circ$$

$$K_{1ad+} = 0.816$$

$$K_{1ad-} = 0.92$$

$$K_{2ad+} = 0.64$$

$$K_{2ad-} = 0.67$$

$$P_{ad} = 321 \text{ KN}$$

Moment dynamique des terres

$$M_r = P_{ad} \cdot \frac{H}{2} = 321 \cdot \frac{6.5}{2} = 1043 \text{ KN.m}$$

VI.4.2.1. Justification de la stabilité du mur

A). La stabilité au glissement

$$Q_h \leq \frac{Q_v \cdot \text{tg}\psi + c_u \cdot B}{1.20}$$

$$Q_h = 321 \text{ KN}$$

$$321 \leq \frac{457.43 \text{tg}\varphi + 470}{1.20} = 567 \text{ (Condition vérifiée)}$$

B). La stabilité au renversement.

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.30$$

$$\frac{1451}{1043} = 1.39 > 1.3$$

Remarque : la largeur de la semelle assure bien la stabilité au renversement.

C). La vérification du non poinçonnement.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.5 \cdot \sigma_s^- \text{ (ELS).}$$

$$e = 0.82 \text{ m}$$

$$P_{TV} = N_G = 457.43 \text{ KN}$$

Moment sollicitant la semelle (MG) :

$$MG = MR - NG \cdot e = 1043 - 457.43 \times 0.82 = 667.9 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{MG}{NG} = \frac{667.9}{457.43} = 1.16 \text{ m} < 1.175 \text{ m} = B/4.$$

La condition de l'article **10.1.5 du RPA 2003** est respectée.

$$\sigma_{max} = \frac{N_G}{B} \cdot \left(1 + \frac{6e}{B}\right) = \frac{457.43}{4.7} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot 1.16}{4.7}\right) = 279 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = -84 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = 189 \text{ KN/m}^2 < 1.5 \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_{moy} < 300 \text{ KN/m}^2 \text{ (condition vérifiée).}$$

VI.4.2.2. Ferrailage du mur de soutènement en B.A.

Pour le calcul de ferrailage, on utilise le logiciel Expert B.A. Ce logiciel exploite les règles BAEL 91. Il vérifie le ferrailage minimum (voir annexe). Dans le ferrailage des éléments d'ouvrage on prend les efforts max :

Tableau VI.5: Ferrailage du mur de soutènement en béton armé

	Moment (KN.m)	Effort tranchant	A _s (cm ²)	Area (cm ²)	ferrailage
Rideau t+ contrefort	580.54	268.77	50.4	53.41	17HA20
Semelle	580.54	268.77	65	66.73	16HA16 11HA20

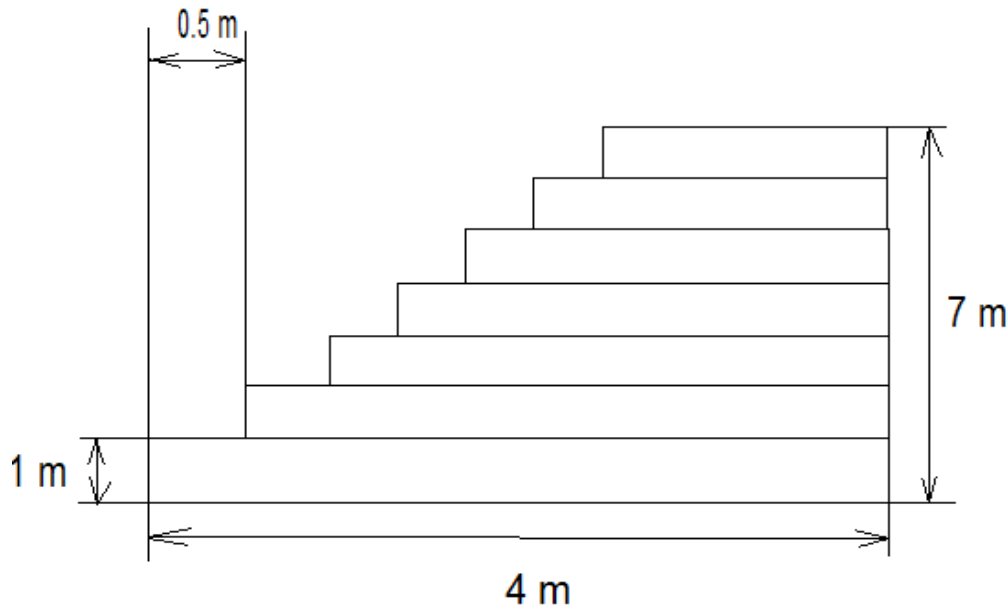
Partie 2 :**VI.5. Étude de stabilité du mur gabion****VII.5.1. Dimensionnement du mur gabion**

Figure VI.7 : Dimensions mur gabion

Poussée active

$$F_a = 268.77 \text{ kn}$$

$$\text{ELU: } F_{au} = 362.84 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } F_{as} = 268.77 \text{ KN}$$

Moment renversant

$$\text{ELU: } M_{ru} = 783.73 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS: } M_{rs} = 580.54 \text{ KN.m}$$

Poussée passive

$$F_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma_d \cdot K_p \cdot H^2 + 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_p}$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\lambda + \varphi)}{\cos(\lambda + \delta) \cdot \left(1 - \frac{\sin(\varphi - \delta) \cdot \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\lambda + \delta) \cdot \cos(\lambda - \beta)} \right)^2} = 1.64$$

$$F_p = 36.9 \text{ kn}$$

$$\text{ELU: } F_{pu} = 49.8 \text{ KN}$$

Moment de la poussée passive :ELS : $M_{ps}=27.7$ KNELU : $M_{pu}=36$ KN

Pour

 $H_p = 1.5$ m**VI.5.2. Vérification de la stabilité**

Un chargement en pied (ou gabionnage) de **04 m** de largeur et de **07 m** de hauteur ayant pour rôle de contrebalancer les moments moteurs.

Les caractéristiques du matériau remplissant le gabion :

$\gamma = 25$ KN/m³, $C = 15$, $\Phi = 55^\circ$

Tableau VI.5: Le poids et le moment stabilisateur résultant du mur

N°	Poids de l'élément (KN)	Bras de levier (m)	Moments (KN.m)
1	100	2	200
2	87.5	2.25	196.875
3	75	2.5	187.5
4	62.5	2.75	171.875
5	50	3	150
6	37.5	3.25	121.875
7	25	3.5	87.5
TOTAL	437.5 KN	/	1115.625 KN. m

Moment stabilisateur Ms :

$M_s = 1115.625$ KN.m

Poids du mur :

$P_{TV} = 437.5$ KN

A). Analyse du glissement gabionnage :

$$F = F_s/F_i \geq 1.5$$

$$\frac{P_{TV}+F_P}{F_a} = \frac{437.5+36.9}{268.77} = 1.76 \geq 1.5 \text{ (Vérifiée)}$$

B). Vérification au renversement (ou basculement)

$$F_s = M_s/M_i \geq 1.5$$

$$F_s = \frac{1112.6}{580.5} = 1.92 \geq 1.5 \text{ (Vérifiée)}$$

C). Vérification au poinçonnement

Point d'application de la résultante verticale au niveau de la semelle :

$$e = \frac{M_s}{P_{TV}} = \frac{1115.6}{437.5} = 2.54 \text{ m}$$

Soit une excentricité de :

$$e_0 = 2.54 - 2 = 0.54 \text{ m}$$

Moment sollicitant la semelle (M_G) à l'ELS

$$M_G = M_r - P_{TV}(0.54) = 580.54 - 437.5(0.54) = 344.29 \text{ KN.m}$$

$$MG = 344.29 \text{ KN.m}$$

Excentricité P_{TV} par rapport à G :

$$e = \frac{M_G}{P_{TV}} = \frac{344.29}{437.5} = 0.78 \text{ m}$$

$e > \frac{B}{6}$, alors la semelle est partiellement comprimé.

Calcul des contraintes :

$$\sigma_{max} = \frac{N_G}{B} \left(1 + \frac{6.e}{B} \right) = 238.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = -18.59 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = 174.22 < 200 \text{ KN/m}^2$$

La contrainte admissible est vérifiée.

VI.6. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons vu les données géotechniques du site. Nous avons modélisé le site avec le logiciel « PLAXIS » afin de calculer le coefficient de sécurité que nous avons comparé au coefficient de sécurité calculé par la méthode manuelle, nous avons constaté que ya pas une grande déférence entre eux.

Nous somme passé ensuite a l'étude de confortement et l'étude de stabilité statique du mur de soutènement en béton armé et celui en gabion et l'étude sismique pour le mur en béton armé.

Conclusion générale

La commune de Derguina se situe à 45 kilomètres à l'ouest du chef lieu de Bejaia, et l'ouest de la Daïra de Kherrata dont elle dépend administrativement. Elle est caractérisée par des formations superficielles très meubles, des pentes très raides, par conséquent le phénomène d'instabilité de pente est récurrent.

Ces instabilités sont commandées par des facteurs lithologiques, morphologiques, climatiques, sismiques, et surtout anthropiques. Dans notre travail on s'intéresse au glissement qui a survécu sur la CW 16 PK 2+300 Ait Idriss.

D'après les rapports d'étude de sols qui nous ont été confiés, l'étude a été menée d'une manière à donner un aperçu global sur le phénomène de l'instabilité qui règne dans la région. On a orienté notre travail selon les études géologiques, hydrologiques, hydrogéologiques et études géotechniques.

Dans ce mémoire nous avons procédé à une étude qui comporte deux méthodes de confortement qui sont :

- Confortement par un mur de soutènement en béton armé à contrefort.
- Confortement par un mur de soutènement gabion.

Nous avons utilisé le logiciel PLAXIS V 8.2 et la méthode de Fellinius pour calculer le coefficient de sécurité du site afin de choisir la bonne solution pour le confortement de ce glissement.

Dans la dernière partie on a procédé au dimensionnement du mur de soutènement en béton armé à contrefort et le mur gabion. Ensuite nous sommes passés à l'étude statique et sismique des deux murs de soutènement.

Et pour finir, on peut dire que c'est une partie de plaisir de travailler sur ce thème car on a appris beaucoup de chose. On a appris la bonne méthodologie pour affronter un problème, la patience de chercher une solution ou plusieurs ensuite d'étudier ces solution sur tous les plans et enfin de valider la bonne solution.

Nous nous permettons de faire une remarque que les glissements de terrain sont toujours sous estimer alors sont des phénomènes brusque qui peuvent causer des dégâts matériels énorme et même des pertes de vies humaines donc une bonne connaissance de ce phénomène égale a une bonne prévention.

Bibliographies

[1] <http://www.webchercheurs.com>.

[2] Mohammed ABDALLAH. « La vulnérabilité des ouvrages en maçonnerie à des mouvements de terrain : méthodologie d'analyse par méthodes statistiques et par plans d'expériences numériques sur les données de la ville de Joeuf », thèse de doctorat, école nationale supérieure des mines de Nancy.

[3] <http://www.developpement-durable.gouv.fr>.

[4] <http://www.wikipedia.org>.

[5] « Mécanique des Sols Avancée Stabilité des pentes » Reiffsteck Ph.LCPC div. MSRGI sec. CSOG.

[6] <http://www.unifr.ch>.

[7] « Etude pour la réalisation d'une cartographie et d'un système d'information géographique sur les risques majeurs au Maroc », Direction de la Surveillance et de la Prévention des Risques, 2008.

[8] <http://www.algerie1.com>.

[9] <http://www.prime.net>.

[10] M. BAZIZ. Karim « effet de la variabilité des paramètres de calcul sur la stabilité des murs de soutènement, université MOULOUD MAMMRI, TIZI OUZOU, 2011.

[11] Jean PERCHAT, « béton armé : REGLES BAEL ».

[12] Omar SADAoui, « Calcul de murs de soutènement », CTC- Centre /Agence de Bejaia.

[13] <http://legeotechnicien.blogspot.com>

[14] aide mémoire de mécanique des sols, Gérard Degoutte (CGAAER), Paul Royet (Cemagref), Réédition 2009.

[15] <http://www.lb.auf.org/kourdey>.

[16] Glissements de terrain Causes, Office fédéral de l'environnement Division Prévention des dangers, 2009.

[17] www.googleearthpro.com.

[18] Elisabeth HAZA-ROZIER, Philippe DELMAS « design justification of geosynthetic sheets reinforced inclined retaining wall – draft standard », 2009.

[19] Murs de soutènement Comparaison environnementale et Financière de différentes technologies, Projet d'option – Génie Civil et Environnement Promotion 2009.

[20] ANNANE Abdallah, « Mur de soutènement en zone sismique », Université Hadj Lakhdar-Batna, 2013.

[21] Jean-Marie Paillé « calcul des structures en béton ».

Annexe 1

Classification sismique des wilayas et communes d'Algérie

	WILAYAS OU COMMUNES	ZONE SISMIQUE
01	ADRAR	0
02	CHLEF	
	Groupe de communes A	III
	Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de communes B et C	
	Groupe de communes B	IIb
	El karimia, Harchoun, sendjas, Oued sly, Boukadir	
	Groupe de communes C	IIa
	Ouled Ben Abd El Kader Hadjadj	
03	LAGHOUAT	
04	OUM EL BOUAGHI	I
05	BATNA	I
06	BEJAIA	I
07	BISKRA	IIa
08	BECHAR	I
09	BLIDA	0
	Groupe de communes A	III
	Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de communes B	
	Groupe de communes B	IIb
	Meftah , Djebabra, Souhane, Larbaa, Ouled Selama, Bougara, Hammam Melouane, Ain Romana	

ANNEXE 2

Tableau : coefficient d'accélération de zone "A".

Les valeurs du coefficient d'accélération de zone "A" sont révisées comme suit :

GROUP E	ZONE			
	I	IIa	IIb	III
1 A	0.15	0.25	0.3	0.4
1 B	0.12	0.2	0.25	0.3
2	0.1	0.15	0.2	0.25
3	0.07	0.1	0.14	0.18