

Université Mohamed Khider – Biskra
Faculté des Sciences et de la technologie
Département : **de Génie civil et
Hydraulique**

Réf :/2015



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم: الهندسة المدنية و الري
المرجع: / 2015

Mémoire de master
2^{ème} année
Conception et Calcul des Structures

**ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LA STABILITE DES
PENTES ET LEURS METHODES DE RENFORCEMENT**

Etudiante :
CHETTIR FATIMA ZOHRA

Encadreur :
DR. BENSMAIL. M

Juin 2015

إهداء

الهي لا يطيب الليل إلا بشكرك و لا يطيب النهار إلا بطاعتك .. و لا تطيب اللحظات إلا بذكرك .. و لا تطيب الآخرة إلا بعفوك .. و لا تطيب الجنة إلا برويتك الله جل جلاله .

إلى من بلغ الرسالة و أدى الأمانة.. و نصح الأمة.. إلى نبي الرحمة و نور العالمين سيدنا محمد صلى الله عليه وسلم.

إلى من كلفه بالهينة و الوقار.. إلى من علمني العطاء بدون انتظار.. إلى من أحمل اسمه بكل افتخار.. أرجو من الله إن يمد في عمرك لترى ثمارا قد حان قطافها بعد طول الانتظار و ستبقى كلماتك نجوم اهتدي بها اليوم و في الغد و إلى الأبد و الادي العزيز.

إلى ملاكي في الحياة.. إلى معنى الحب و إلى معنى الحنان .. إلى بسملة الحياة و سر الوجود إلى من كان دعمها سر نجاحي و حنانها بلسم جراحي إلى أعلى الحبايب أُمي الحبيبة.

إلى من دعمني و ساندني.. إلى شمعات تنير ظلمة حياتي.. خالاتي العزيزات حفيظة ,سهام و لا أنسى إلى روح خالتي عليمة و جدتي رحمهم الله

إلى من بوجودهم اكتسب قوة و محبة لا حدود لها إلى من أرى التفاؤل بعيونهم.. و السعادة في ضحكاتهم إخوتي الأعزاء أمين, خولة, مروة, عزيز, الياس, أيوب, ريماس.

إلى الأخوات التي لم تلهن أُمي.. إلى من تحلو بالإخاء و تميزوا بالوفاء و العطاء إلى ينابيع الصدق الصافي إلى من سعدت و برقتهم في الدروب الحياة الحلوة و الحزينة. زوليخة, سهيلة, فاطمة زهراء, نجلاء, مسعودة, سميحة, دليلة, سماح, سعاد, وردة, نجاة, أميرة الخ.

إلى من زرعو التفاؤل في دربنا و قدموا لنا المساعدات و التسهيلات و الأفكار و المعلومات ربما دون أن يشعروا بدورهم بذلك فلهم منا كل الشكر

ثم إلى من علمني حرفا أصبح سنا برقه يضئ الطريق أمامي.

شكر و تقدير

فبعد شكر المولى عزوجل, المتفضل بجليل النعم, و عظيم الجزاء...

يجدر بي أن أتقدم ببالغ الامتنان, و جزيل العرفان إلى كل من وجهني, و علمني, واخذ بيدي في سبيل الانجاز هذا البحث... و اخص ذلك بالمشرفة الأستاذة بن إسماعيل مسعودة التي تابعت و صوبت بحسن إرشادها لي في كل مراحل البحث, والتي وجدت في توجيهاتها حرص المعلمة , التي تؤتي ثمارها الطيبة بإذن الله.....

و قبل أن امضي أقدم أسمى آيات الشكر و الامتنان و التقدير و المحبة إلى الذين حملوا أقدس الرسالة في الحياة... إلى الذين مهدوا لنا طريق العلم و المعرفة... إلى جميع أساتذتنا الأفاضل.... و اخص بالذكر الأساتذة الكرام أعضاء اللجنة المناقشة على جهودهم في قراءة الرسالة و تصويبها, فجزأهم الله عني خير الجزاء...

كما احمل الشكر و العرفان إلى كل من أمدني بالعلم, و المعرفة, و أسدى لي النصح, و التوجيه, والى الصرح العلمي الشامخ متمثلا في جامعة محمد خيضر, و اخص بالذكر كلية الهندسة المدنية, و عميد الدراسات العليا, و القائمين عليها...

كما أتوجه بالشكر إلى كل من ساندني بدعواته الصادقة, أو تمنياته المخلصة...

اشكرهم جميعا و أتمنى من الله عزوجل أن يجعل ذلك في موازين حسناتهم.

Dédicaces

« Je dédie ce modeste travail :

À toute la famille chettir, mon père, ma mère,

et mes frères et soeurs, à tous les amis et

proches et à tous personne ayant contribué à ce travail

de près ou de loin. »

Remerciements

Au terme de mon travail de mémoire, je tiens à exprimer toute ma reconnaissance en premier mon Dieu ALLAH pour tout.

Je remercie mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, Ma mère qui m'a donné l'espoir d'exceller dans mes études, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

Je remercie sincèrement le directeur de mémoire encadreur

*Dr. Bensmaïl Massaouda pour
ses aides et sa disponibilité.*

Je remercie également le président et les membres de jury d'avoir accepté d'examiner mon travail.

Je remercie tous responsables de l'université et les enseignants de département génie civil.

Je remercie tous ma famille frères et sœurs et mes amis qui m'ont encouragé à réaliser ce travail.

À tous ceux qui ont contribué de prêt ou de loin a mené à terme ce travail.

Résumé

Nous constatons que la plupart des glissements de terrain caractérisé pente ,grave au plomb à l'instabilité des roches et des sols blocs situé le plus important des principales raisons qui conduisent à des masses rocheuses coulissantes et fluage du sol et font de la région instable l'effet de la gravité et de l'action humaine et en raison des problèmes causés par des facteurs de phénomènes naturels, pour suit réduire les glissades et à améliorer la conception de compte de la stabilité pour les pentes de sol. Où notre but est le soutien à la recherche de l'efficacité et l'efficience de l'utilisation de géosynthétiques pour réduire l'impact de l'effondrement du sol. Nous avons discuté dans ce travail par une étude numérique du comportement des pentes sous l'influence du l'angle de frottement et de sa relation avec le facteur sécurité. L'étude a été réalisée sur la pente de trois couches, et nous avons comparé les résultats avec une deuxième pente; un calcul de coefficient de sécurité a été mené sur un modèle géométrique de référence pour cinq valeurs de l'angle de frottement et ceci par le code de calcul en élément finis PLAXIS.

Mots clés : mouvement du terrain, stabilité des pentes, facteur de sécurité, Plaxis.

ملخص

نجد إن معظم الانهيارات والانزلاقات الأرضية تمتاز بانحدارات شديدة تؤدي إلى عدم استقرار الكتل الصخرية والتربة الواقعة عليه من أهم الأسباب الرئيسية التي تؤدي إلى انزلاق الكتل الصخرية وزحف التربة وجعل المنطقة غير مستقرة تأثير الجاذبية الأرضية والأعمال الإنسانية و نظرا لمشاكل الناجمة من ظواهر العوامل الطبيعية فسعينا للحد من الانزلاق وتحسين تصميم حساب الاستقرار لمنحدرات التربة. حيث عرضنا في هذا البحث فعالية وكفاءة الدعم باستعمال الجيوسانتنيك للحد من انعكاسات والانهيارات التربة. تطرقنا في هذا العمل إلى الدراسة عددية لسلوك منحدرات تحت تأثير زاوية الاحتكاك وعلاقته بعامل الأمان. الدراسة كانت على منحدر به ثلاث طبقات وقمنا بمقارنة النتائج بالمنحدر الثاني مع اخذ خمسة قيم لزاوية الاحتكاك. العمليات الحسابية تمت باستعمال برنامج العناصر المنتهية بلاكسيس .

كلمات المفتاحية : الحركات الأرضية, استقرار منحدر, معامل الأمان, بلاكسيس.

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 Pententes naturelles.....	5
Figure I.2 Cercles de pied.....	5
Figure I.3 Cercle profond.....	6
Figure I.4 Dignes et barrages en terre.....	6
Figure I.5 Ecoulement (Reid et <i>al.</i> , 1999).....	7
Figure I.6 Chutes de blocs et éboulements.....	8
Figure I.7 Les culbute.....	9
Figure I.8 Schéma de dispersion.....	9
Figure I.9 Coulées boueuses et laves torrentielles.....	10
Figure I.10 Les effondrements.....	10
Figure I.11 l'affaissement.....	11
Figure I.12 Exemple de fluage (Thomas Lebourg).....	12
Figure I.13 Le tassement.....	12
Figure I.14 Solifluxion.....	13
Figure I.15 différents types de glissement de terrain en fonction de la typographie BRGM (www.f.brgm r).....	14
Figure I.16 Forme un glissement de terrain.....	15
Figure I.17 Glissements rotationnels (Reid et <i>al.</i> 1999).....	17
Figure I.18 Glissements plans (Reid et <i>al.</i> 1999).....	17
Figure I.19 Glissements successifs emboîtés.....	18
Figure I.20 Glissement superficiel (www.sieng.ch).....	19
Figure I.21 Glissement profond dans la région de Peney.....	19
Figure II.1 Mouvement de terrain.....	24
Figure II.2 Diagramme τ - ε montrant les deux allures des courbes.....	24
Figure II.3 Surface de rupture.....	25
Figure II.4 Schéma de rupture plane.....	27
Figure II.5 Découpage d'un talus en tranches et les forces agissantes sur une tranche	28
Figure II.6 Forces agissantes sur une tranche d'après l'hypothèse de FELLENIUS.....	29
Figure II.7 Forces agissant sur la tranche n.....	31
Figure II.8 Forces et polygones d'équilibre pour la méthode de cales.....	32
Figure III.1 Processus d'infiltration de l'eau dans le sol.....	41

Figure III.2	Relation entre mouvement de pente et végétation (A. FARES, 1994).....	45
Figure IV.1	Schéma de principe d'un renforcement par Inclusions Rigides.....	50
Figure IV.2	Exemple de géocellules.....	51
Figure IV.3	Exemple de géocomposites.....	52
Figure IV.4	l'utilisation des géosynthétiques dans la séparation et filtration.....	53
Figure IV.5	Géosynthétiques en drainage et filtration.....	53
Figure IV.6	Applications de géosynthétiques comme drains et filtres.....	54
Figure IV.7	Les différentes fonctions des géotextiles	55
Figure IV.8	renforcement d'une pente par nappes géotextiles.....	56
Figure IV.9	Exemple de complexe géotextile.....	56
Figure IV.10	Renforcement de sol.....	57
Figure IV.11	remblai renforcé par géogrilles.....	57
Figure IV.12	Murs en terre renforcée par géogrilles.....	58
Figure IV.13	Exemple de géogrille uniaxial.....	60
Figure IV.14	Géogrilles extrudé.....	60
Figure IV.15	Géogrille tissé.....	61
Figure IV.16	Géocomposites.....	61
Figure IV.17	Technique Pneu sol.....	62
Figure IV.18	Renforcement par ancrages.....	63
Figure IV.19	Bande en polymère.....	63
Figure IV.20	Les étapes d'installation du mur en terre armée.....	64
Figure V.1	Menu de la fenêtre des entrées du programme.....	66
Figure V.2	Fenêtre de réglages généraux (onglet Project).....	67
Figure V.3	Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol.....	68
Figure V.4	Fenêtre des propriétés des matériaux (base de données du projet et base de données globale).....	69
Figure V.5	Résultats d'essais triaxiaux standards (a) et modèle élasto-plastique.....	69
Figure V.6	Fenêtre des propriétés des sols et interfaces (onglet General).....	70
Figure V.7	Cercles de contrainte à la rupture ; l'un d'entre eux touche l'enveloppe de Coulomb.....	71
Figure V.8	Le maillage du talus.....	72
Figure V.9	Mode des conditions hydrauliques contraintes.....	73
Figure V.10	Générer le champ des contraintes effectives initiales.....	73

Figure V.11	Fenêtre principale du programme de calcul.....	73
Figure V.12	Calcul de coefficient de sécurité	74
Figure V.13	La fenêtre maillage déformé	75
Figure V.14	Déplacements totaux du talus.....	76
Figure V.15	La fenêtre principale du programme <i>Curves</i>	76
Figure V.16	géométrie du modèle.....	77
Figure V.17	Maillage déformé du talus	78
Figure V.18	Déplacements totaux du talus.....	79
Figure V.19	Evolution du coefficient de sécurité en fonction du déplacement du talus.....	80
Figure V.20	Facteur de sécurité en fonction d'angle de frottement.....	81
Figure V.21	Variation du coefficient de sécurité en fonction de l'angle de frottement.....	82

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 Principales classes et types de déstabilisation sur les versants en fonction des terrains concernés (d'après Campy M, Macaire J.J., 2003).....	15
Tableau I.2 La classification de glissement de terrain (Office fédéral de l'environnement Division Prévention des dangers;2009).....	18
Tableau I.3 : caractéristiques des glissements rotationnels et plans. (OLIVIER .2002).....	19
Tableau II.1 coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité.....	34
Tableau III.1 Etude statistique sur les causes des glissements de terrain (d'après M.A. ALLAL et K.A. BENACHENHOU, 1995).....	40
Tableau IV.1 Classification des techniques de renforcement suivant les éléments de renforcement utilisés.....	48
Tableau V.1 données géotechniques.....	77
Tableau V.2: Valeurs des Coefficients de sécurité déterminés à l'aide de code PLAXIS....	81
Tableau V.3 : Valeurs des Coefficients de sécurité déterminés à l'aide de code PLAXIS....	81

SOMMAIRE

Introduction générale.....	1
CHAPITRE I : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LA STABILITE DES PENTES	
I.1 Introduction.....	4
I.2 Définition des mouvements de terrains.....	4
I.3 Classification des mouvements de terrains.....	4
I.3.1 Pentés naturelles	4
I.3.2 Talus artificiels	5
I.3.2.1 Talus en déblais et talus en remblais sur sols non compressibles.....	5
I.3.2.2 Talus en remblais sur sol compressibles.....	6
I.3.2.3 Digués et barrages en terre	6
I.4 Types de mouvement de terrain.....	7
I.4.1 Les mouvements rapides et discontinus.....	7
I.4.1.1 Les écroulements.....	7
I.4.1.2 Chutes de blocs et éboulements.....	8
I.4.1.3 Les culbutes.....	9
I.4.1.4 Les dispersions.....	9
I.4.1.5 Coulées boueuses et laves torrentielles.....	9
I.4.1.6 Les effondrements	10
I.4.2 Les mouvements lents et continus.....	11
I.4.2.1 L'affaissement.....	11
I.4.2.2 Le fluage.....	12
I.4.2.3 Le tassement	12
I.4.2.4 Solifluxion.....	13
I.4.2.5 Les glissement de terrain.....	13
I.4.2.5.1 définition de glissement	13
I.4.2.5.2 Forme d'un glissement de terrain.....	14
I.5 Le processus du glissement de terrain.....	16
I.6 Type de glissement de terrain.....	16
I.6.1 Types en fonction de la surface de rupture.....	16
I.6.1.1 Glissements rotationnels	17
I.6.1.2 Glissements-Plans.....	17

I.6.1. 3 Glissement rotationnel complexe.....	17
I.6.2 La classification du glissement de terrain.....	18
I.6.2 .1 Classification d’après la profondeur de la surface de glissement.....	18
I.6.2.2 Classification selon l’activité	18
I.7 Tableaux réduplicatif sur les types de glissement.....	19
I.8 Conclusion	21

CHAPITRE II : METHODES DE CALCUL DE LA STABILITE DES PENTES

II.1 Introduction.....	23
II.2 Etude de la stabilité des pentes.....	23
II.3 Définition de la rupture	24
II.4 Mécanismes de rupture	25
II.5 Méthodes de stabilité des pentes.....	25
II.5.1 Méthode d’équilibre limite.....	25
II.5.2 Méthode des éléments finis.....	26
II.6 Méthodes de calcul à la rupture.....	26
II.6.1 Méthodes des blocs.....	27
II.6.2 Méthodes des tranches.....	27
II.6.2.1 Méthode de Fellenius (1927).....	28
II.6.2.2 Méthode de Bishop (1955).....	30
II.6.2.3 Méthode de Bishop simplifié.....	31
II.6.2.4 Méthode des cales.....	31
II.6.2.5 Méthode de Morgenstern et Price (1965).....	32
II.6.2.6 Méthode de Sarma (1973).....	32
II.6.2.7 Méthode de Spencer (1967).....	32
II.6.2.8 Méthode de Janbu simplifiée.....	32
II.7 Calculs de stabilité.....	33
II.8 Définition du coefficient de sécurité.....	33
II.8.1 Cas des ruptures planes (glissements plans).....	33
II.8.2 Cas des ruptures circulaires (glissements circulaires).....	33
II.8.3 Cas des ruptures quelconques (glissements non circulaires).....	34
II.9 Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité.....	34
II.10 Conclusion.....	35

CHAPITRE III : FACTEURS CONTROLANT L'INSTABILITE DES PENTES

III.1 Introduction.....	37
III.2 Les facteurs intervenant dans les processus d'instabilité des terrains.....	37
III.3 La nature et les caractéristiques mécaniques des terrains.....	37
III.4 La structure des terrains.....	37
III.5 La morphologie	38
III.6 Facteurs variables dans le temps.....	38
III.6.1 Les précipitations.....	38
III.6.2 La température.....	38
III.6.3 Le Gel et dégel.....	39
III.6.4 L'action de l'homme.....	39
III.7 Autre classification des causes d'instabilité.....	39
III.7.1 Facteurs hydrauliques.....	40
III.7.1.1 Action et influence de l'eau.....	40
III.7.1.1.1 humidification du sol et infiltration.....	41
III.7.1.1.2 Ruissellements de surface.....	41
III.7.1.1.3 Evapotranspiration.....	42
III.7.1.2 Infiltration par sources d'eau artificielles (réservoir ou canal).....	42
III.7.1.3 Vidange rapide	42
III.7.2 Facteurs dynamiques.....	42
III.7.2.1 Tremblement de terre et vibrations.....	42
III.7.2.2 Mouvements tectoniques.....	43
III.7.2.3 Actions sismiques.....	43
III.7.3 Facteurs mécaniques.....	43
III.7.3.1 Les actions mécaniques externes.....	43
III.7.3.2 Terrassements.....	43
III.7.3.3 Action de la pesanteur.....	44
III.7.3.4 Action de déboisement.....	44
III.7.3.5 Actions anthropiques.....	45
III.7.3.6 Surcharges sur un versant.....	45
III.7.3.7 Phénomène du retrait-gonflement.....	45
III.8 Conclusion.....	46

CHAPITRE IV : METHODE DE RENFORCEMENT DES PENTES

IV.1 Introduction.....	48
IV.2 Définition des sols renforcés.....	48
IV.3 Types de renforcement.....	48
IV.4 Principe du renforcement par inclusion rigide.....	49
IV.5 Les géosynthétiques.....	51
IV.5.1 Définition.....	51
IV.5.2 Types de géosynthétiques.....	51
IV.5.3 Principaux caractéristiques des géosynthétiques.....	52
IV.5.3.1 Séparation et filtration.....	52
IV.5.3.2 Drainage et filtration.....	53
IV.5.4 Les géosynthétiques les plus utilisés.....	54
IV.5.4.1 Le renforcement par géotextiles.....	54
IV.5.4.1.1 Les différentes fonctions des géotextiles.....	54
IV.5.4.1.2 Analyse de stabilité d'ouvrage renforcé par géotextiles.....	55
IV.5.5 Les applications des géosynthétiques.....	57
IV.5.5.1 Renforcement de sol.....	57
IV.5.5.1.1 Augmentation de la portance des remblais routiers et des constructions routières et ferroviaires.....	57
IV.5.5.1.2 Constructions de murs en remblai renforcée par géosynthétiques et renforcement des talus raidis.....	58
IV.5.5.1.3 Avantages de l'utilisation de géosynthétiques pour le renforcement.....	59
IV.5.5.2 Le renforcement par géogrilles.....	59
IV.5.5.3 Les géocomposites.....	61
IV.6 La technique pneu sol.....	62
IV.7 Le renforcement par grillages ou par treillis métalliques.....	62
IV.8 Le renforcement par ancrages.....	62
IV.9 Les différentes étapes de l'installation renforcement.....	63
IV.10 Conclusions.....	64

CHAPITRE V : ETUDE NUMERIQUE PAR LE LOGICIEL PLAXIS

V.1 Introduction.....	66
V.2 Présentation Plaxis v 8.2.....	66
V.3 Le logiciel d'entrée des données (Input).....	66

V.3.1 Réglages généraux.....	67
V.3.2 Blocages.....	68
V.3.3 Propriétés des matériaux.....	68
V.3.3.1 Modélisation du comportement d'un sol.....	69
V.3.3.2 Jeux de données pour les sols et les interfaces.....	70
V.3.4 Génération du maillage.....	72
V.3.5 Conditions initiales	72
V.3.6 Calculs	73
V.3.7 Les déformations	75
V.3.8 Déplacements totaux, horizontaux et verticaux.....	75
V.3.9 Le programme courbe (CURVES)	76
V.4 Présentation du modèle.....	76
V.5 Procédure et résultats de calculs.....	78
V.6 Conclusion.....	82
Conclusion général.....	83

LISTE DES SYMBOLES

τ : Contrainte de cisaillement due un poids de la tranche

ε : La déformation

F_s: Facteur de sécurité

R : Critère coulomb

S: Force tangentielle

N : Réaction normale

φ : Angle de frottement interne du sol

φ_i : Angle de frottement d'une couche i du sol

σ : Contraintes

c : Cohésion du sol

c_i : Cohésion d'une couche i du sol

c' : Cohésion effective

U : Effort de la pression d'eau à la base

V : Effort vertical sur le côté d'un bloc de sol

W : le poids volumique

b_n : Largeur des nappes

h_n: Distance entre les nappes

φ_i : Angle de frottement d'une couche i du sol

T : L'effort tangentiel de tranche

N : L'effort normal

Ψ : angle de dilatance

E_{increment} : Augmentation de la rigidité

γ_d : Poids volumique sec

γ_{sat} : poids volumique saturé

E : module d'Young

v : coefficient de poisson

K : coefficient de perméabilité

G : module de cisaillement

INTRODUCTION GENERALE

La stabilité des pentes naturelles est un problème qui préoccupe les géotechniciens tant praticiens que chercheurs. Les désordres engendrés par la rupture des pentes sont généralement spectaculaires, souvent destructifs et parfois meurtriers. L'étude d'un talus comporte, outre la reconnaissance du site et le choix des caractéristiques mécaniques des sols un calcul de stabilité pour déterminer d'une part la courbe de rupture le long de laquelle le risque de glissement est le plus élevé d'autre part la valeur correspondante du coefficient de sécurité et présente les différentes méthodes utilisées dans l'analyse de la stabilité des pentes. Celles-ci se différencient par les hypothèses admises par leurs auteurs et par la facilité de leur mise en œuvre, mais elles s'accordent toutes à définir un coefficient de sécurité global de la pente, et choisir la surface critique de glissement. Pour le calcul de la stabilité, on a présenté plusieurs méthodes parmi les quelles on peut citer les méthodes de FELLENIUS et de BISHOP modifié. La méthode de BISHOP donne des valeurs de F_s inférieures à celles données par la méthode de Fellenius.

Le renforcement des sols est un domaine récent et particulier de l'amélioration des sols. Il recouvre des techniques qui consistent à placer des inclusions résistantes au sein du sol. Les sols renforcés (terres armées) sont fréquemment utilisés pour différentes structures tel les talus, les murs de soutènement et les fondations réalisées sur des sols de très faible portance. L'utilisation des géosynthétiques qui demeure jusqu'à présent une solution rentable et efficace à ce genre de problème.. Le comportement non linéaire et anisotrope dépend de deux facteurs majeurs, le premier, l'action physique et chimique de l'eau et de l'air contenu dans les interstices des particules constituant ce sol et le second, l'interaction des particules entre elles.

Les outils traditionnels utilisés pour traiter le problème de stabilité des pentes reposent sur des approches statiques simples (calcul en équilibre limite par la méthode des tranches). Ces approches, quoique pratiques, ne sont pas rigoureuses. Les progrès récents réalisés dans les domaines de l'informatique et du calcul numérique (méthode des différences finis, méthode des éléments finis....) conduisent à une meilleure maîtrise du problème de stabilité des pentes.

Dans cette étude on a fait varier l'angle de frottement pour étudier son influence sur le coefficient de sécurité.

Le mémoire est divisé en cinq chapitres :

- le premier chapitre comporte une synthèse bibliographique sur la stabilité des pentes.
- le deuxième chapitre décrit les méthodes de calcul de la stabilité des pentes.

- le troisième chapitre décrit les facteurs contrôlant l'instabilité des pentes, la nature et les caractéristiques mécaniques des terrains, les facteurs intervenant dans les processus d'instabilité des terrains, et facteurs variables dans le temps telle que les précipitations, la température, le gel et dégel, l'action de l'homme.
- Le quatrième chapitre comporte les méthodes de renforcement des pentes,
- Le cinquième chapitre étude numérique par PLAXIS est un logiciel d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques.

I.1 Introduction :

Les glissements de terrain sont des phénomènes naturels qui évoluent dans le temps et l'espace, ce sont des mouvements de masse qui se développent dans des matériaux meubles et généralement argileux. Ils se produisent dans des circonstances variées, affectent les ouvrages naturels ou construits par l'homme, ils créent des risques sur la vie humaine et a ses constructions. Chaque année on enregistre de nombreux accidents grave trouvant leur origine dans les mouvements de terrain.

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

Les mouvements de terrain sont très variés, par leur nature (glissements de terrains et éboulements rocheux, coulées de boues, effondrements de vides souterrains, affaissements gonflement ou retrait des sols, ...). [16]

I.2 Définition des mouvements de terrains :

Les mouvements de terrain les plus fréquents qui se produisent sur des région sont d'extension limitée, mais ils peuvent être récurrents et provoquent des dommages à répétition sur les infrastructures et habitations : chutes de blocs le long des itinéraires routiers alpins, coulées de boue urbaines, retrait-gonflement des sols argileux générant des désordres dans les bâtiments...Localement, la région est également le siège de mouvements de terrain de grande ampleur. [20]

I.3 Classification des mouvements de terrains :

De nombreuses classifications ont été proposées pour rendre compte de la diversité des mouvements de terrain.

I.3.1 Pentes naturelles :

Ils caractérisent l'évolution d'une falaise rocheuse et se distinguent par le volume des masses rocheuses mises en mouvements en une seule fois. Chutes de blocs (pierres), Eboulement Eroulement. [35]

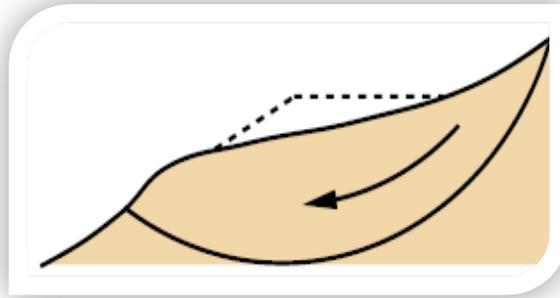


Figure I.1 Pentes naturelles

I.3.2 Talus artificiels :

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

- talus en déblai ;
- talus en remblai sur sol non compressible ;
- talus en remblai sur sol compressible ;
- digues et barrages en terre. Pour chaque type, on peut identifier certains modes de rupture, ils sont distingués ci-dessous : [24]

I.3.2.1 Talus en déblais et talus en remblais sur sols non compressibles :

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

- Les cercles de talus se produisent généralement dans les sols hétérogènes, la base du cercle correspondant à une couche plus résistante.
- Les cercles de pied (sont les plus courants dans ce type d'ouvrages).

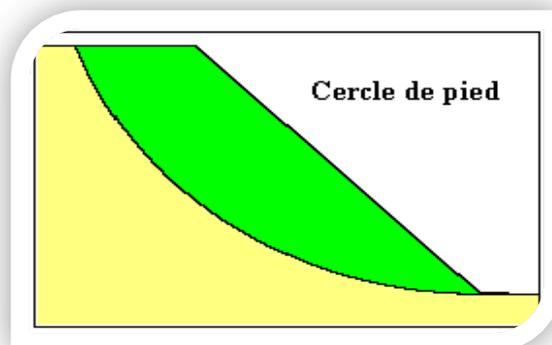


Figure I.2 Cercles de pied

-Les cercles profonds ne se produisent que dans le cas où le sol situé sous le niveau du pied du talus .

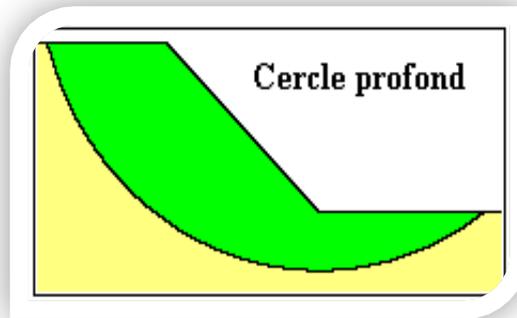


Figure I.3 Cercle profond

I.3.2.2 Talus en remblais sur sols compressibles :

La rupture constatée dans des remblais en sol compacté (remblai routier par exemple) repose sur une couche d'argile molle, de vase ou de tourbe souvent profonde. Les cercles de rupture sont tangents à la base de la couche molle lorsque celle-ci est relativement peu épaisse. Si le facteur de sécurité vis-à-vis de la rupture est peu élevé tout en étant anormal du remblai latéral de la couche molle et une perte de résistance du remblai ou de la fondation ou des deux.

I.3.2.3 Dignes et barrages en terre :

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

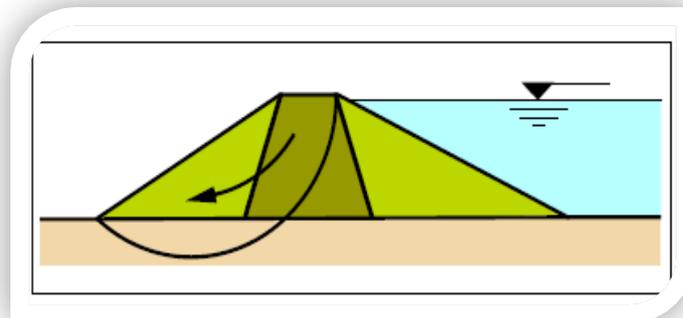


Figure I.4 Dignes et barrages en terre

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

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

I.4 Types de mouvement de terrain :

Le mouvement de terrain a pour caractéristique d'être difficilement prévisible et constitue un danger pour la vie humaine en raison de son intensité, de la soudaineté et du caractère dynamique de son déclenchement. Selon la vitesse de déplacement, deux ensembles peuvent être distingués. [11]

I.4.1 Les mouvements rapides et discontinus :

Ils se propagent de manière brutale et soudaine. Ils regroupent les écroulements, l'effondrement, les chutes de pierres et de blocs, l'éboulement et les coulées boueuses. Les mouvements rapides touchent majoritairement les personnes, avec des conséquences souvent dramatiques. Ces mouvements ont des incidences sur les infrastructures (bâtiments, voies de communication... etc.), allant de la dégradation à la ruine totale.

I.4.1.1 Les écroulements:

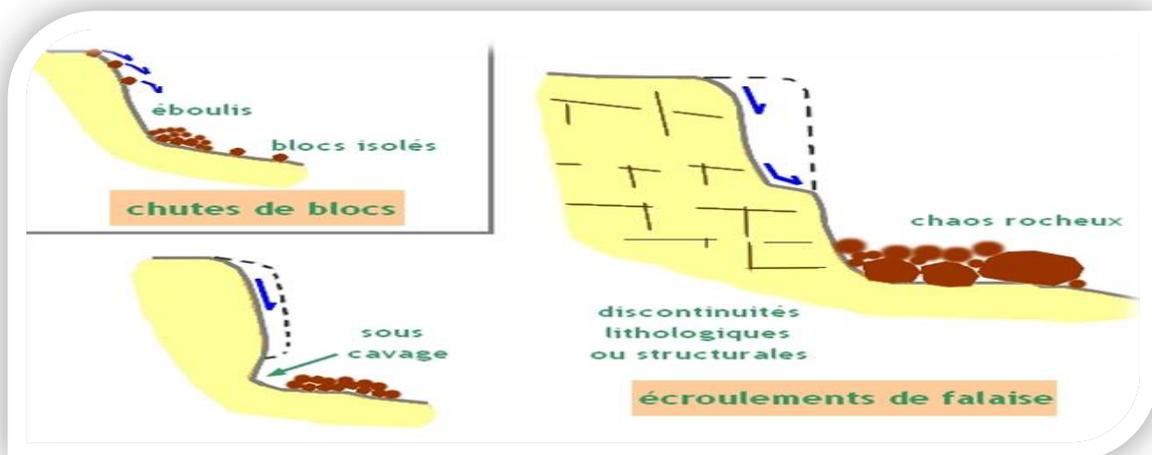
Ce sont des chutes soudaines de masses rocheuses (Figure I.5). On utilise le terme de chute de pierres pour le détachement de quelques unités de volume inférieur à 1 dm^2 , ou chute de blocs pour un volume supérieur. Le terme écroulement est utilisé quand il s'agit de la chute soudaine d'une masse rocheuse qui se détache d'une paroi en se désorganisant.



Figure I.5 Ecroulement. [38]

I.4.1.2 Chutes de blocs et éboulements :

Ce sont des phénomènes rapides ou événementiels, résultant de l'évolution de falaise, et mobilisant des blocs de roche plus ou moins homogènes depuis un sommet ou une pente (Figure I.6). Ils consistent à la chute libre ou au roulement au départ, après rupture, de blocs par fragmentation. Le mouvement pouvant ensuite se poursuivre par une série de rebonds de hauteur décroissante (dans le cas d'une pente régulière). La chute de blocs ne concerne qu'un nombre réduit d'éléments. Pour les éboulements, la masse instable est beaucoup plus volumineuse. Les blocs déstabilisés ont une trajectoire plus ou moins autonome. L'extension du phénomène est donc variable, car la distance parcourue par les blocs rocheux sera en fonction de la taille des blocs, de la raideur de la pente et de l'amortissement des Chocs, etc. Ce phénomène se caractérise par une forte désorganisation ou dislocation des matériaux mis en mouvement. Le volume de matériaux mis en jeu est extrêmement variable, de quelques dizaines à quelques milliers de m³.



(a)



(b)



(c)

Figure I.6 Chutes de blocs et éboulements

(a) Schéma de principe de chutes de blocs et éboulements

(b) Chute de blocs dans les îles des Saintes

(c) Eboulement spectaculaire de terrain à AOKAS (Bejaïa)

I.4.1.3 Les culbutes :

Une culbute (voir figure I.7), est la rotation vers l'avant, hors de la pente, d'une masse de sol ou de roche autour d'un point ou d'un axe en dessous du centre de gravité de la masse qui bascule. [29]



Figure I.7 Les culbute

I.4.1.4 Les dispersions :

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

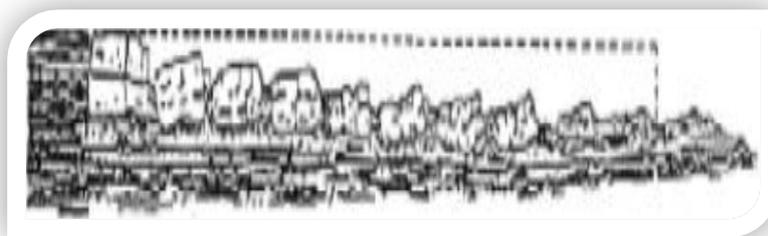


Figure I.8 Schéma de dispersion

I.4.1.5 Coulées boueuses et laves torrentielles :

Les coulées apparaissent dans des matériaux meubles (sols argileux ou marneux) lorsque leur teneur en eau augmente de manière importante (la masse en mouvement a franchi sa limite de liquidité). Ces coulées peuvent se produire à la suite d'une solifluxion ou d'un glissement de terrain. Elles consistent en la propagation de matériaux sans cohésion ou ayant

perdu brutalement leur cohésion dès la mise en mouvement. Lors d'un phénomène de coulée boueuse :

- Le degré de remaniement de la masse en mouvement est total.
- La vitesse et la distance parcourue par une coulée boueuse sont très variables, dépendant de nombreux facteurs comme la nature des matériaux, la quantité d'eau, la viscosité du mélange eau/matériau, la topographie, la saturation en eau des sols sur les quels se déplace la coulée.

[4]

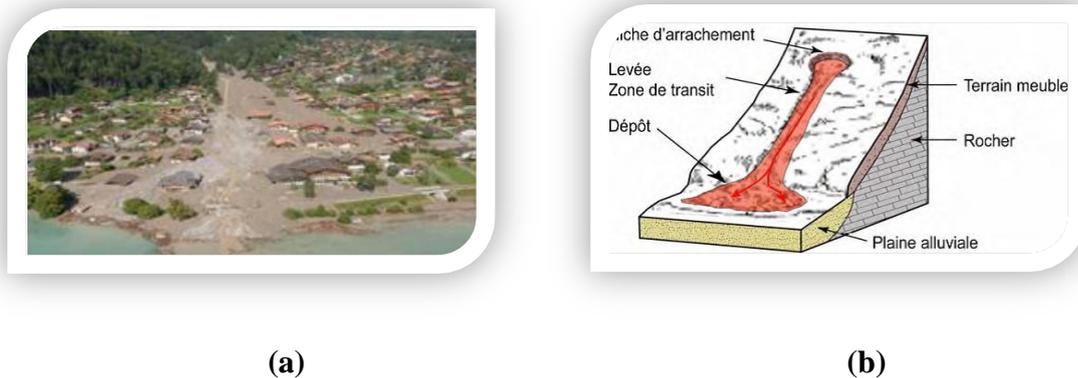


Figure I.9 Coulées boueuses et laves torrentielles

(a) Lave torrentielle (Suisse, 2005)

(b) Coulée de boue (modifié d'après Amanti et al , 1992)

I.4.1.6 Les effondrements :

Déplacements verticaux instantanés de la surface du sol par rupture brutale de cavités souterraines préexistantes, naturelles ou artificielles (mines ou carrières), avec ouverture d'excavations. [19]



Figure I.10 Les effondrements

(a) Les effondrements

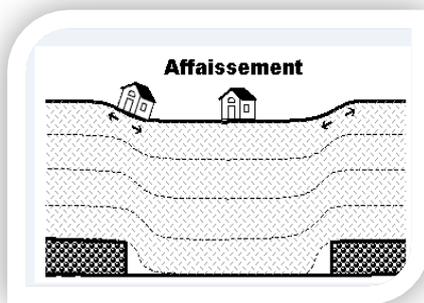
(b) Effondrement à Aix-en-Provence

I.4.2 Les mouvements lents et continus :

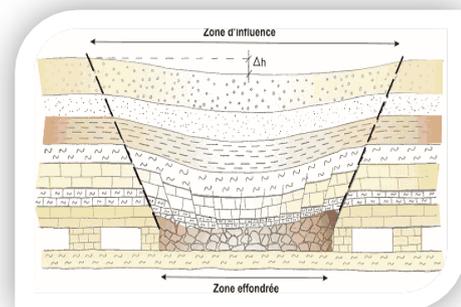
Seuls les mouvements rapides sont directement dangereux pour l'homme. Leurs conséquences sont d'autant plus graves que les masses déplacées sont importantes. Les conséquences des mouvements lents sont essentiellement socioéconomiques ou d'intérêt public. Ces mouvements entraînent une déformation progressive des terrains, pas toujours perceptible par l'homme. Ils regroupent : l'affaissement, le tassement, le glissement, la solifluxion, le fluage, le retrait-gonflement et le fauchage. [29]

I.4.2.1 L'affaissement :

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



(a)



(b)



(c)

Figure I.11 l'affaissement

(a), (b) l'affaissement

(c) Affaissement sur la route nationale n° 24, reliant Bejaia à Tizi-Ouzou par

Azzefoun

I.4.2.2 Le fluage :

Il correspond à des mouvements lents, dus à des sollicitations proches de la rupture (domaine plastique). La figure (I.12), le banc de marne flue sous le poids de la falaise calcaire. Ceci peut provoquer une fissuration du banc calcaire peu déformable et un risque d'écroulement de la falaise. [29]



Figure I.12 Exemple de fluage

I.4.2.3 Le tassement :

Le tassement du sol est sa déformation verticale due à l'application telles que les remblais les fondations ou son propre poids. Les tassements peuvent être uniformes ou différents d'un point à l'autre selon la nature du sol en place. Dans les sols non saturés les tassements sont presque instantanés mais dans les sols saturés, ils peuvent s'étendre sur quelques secondes dans les sols sableux-graveleux, jusqu'à plusieurs dizaines d'années dans les argiles peu perméables. Pour vérifier la conformité des structures vis-à-vis des conditions de sécurité et de service on doit faire un calcul de tassement. [52]

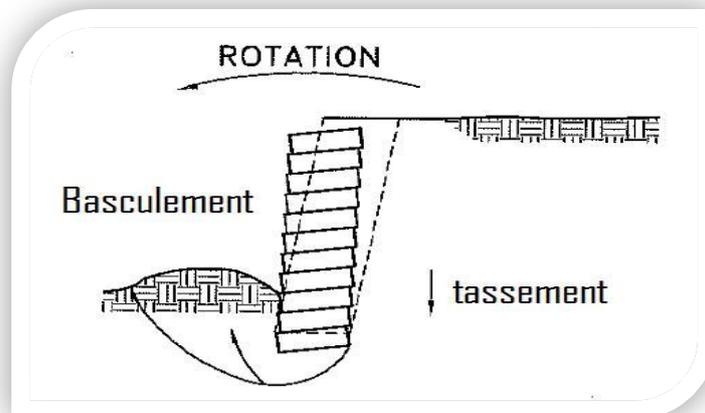


Figure I.13 Le tassement

I.4.2.4 Solifluxion :

Ce phénomène s'accroît sous l'effet du gel-dégel, particulièrement au moment du dégel quand le matériau de surface est saturé et qu'un sol gelé subsiste en profondeur. En général les solifluxions touchent superficiellement (profondeur inférieure à 2m) les sols meubles et spécialement les versants marneux. Elles sont caractérisées par une zone de départ inexistante et une faible extension des masses en mouvement. [29]

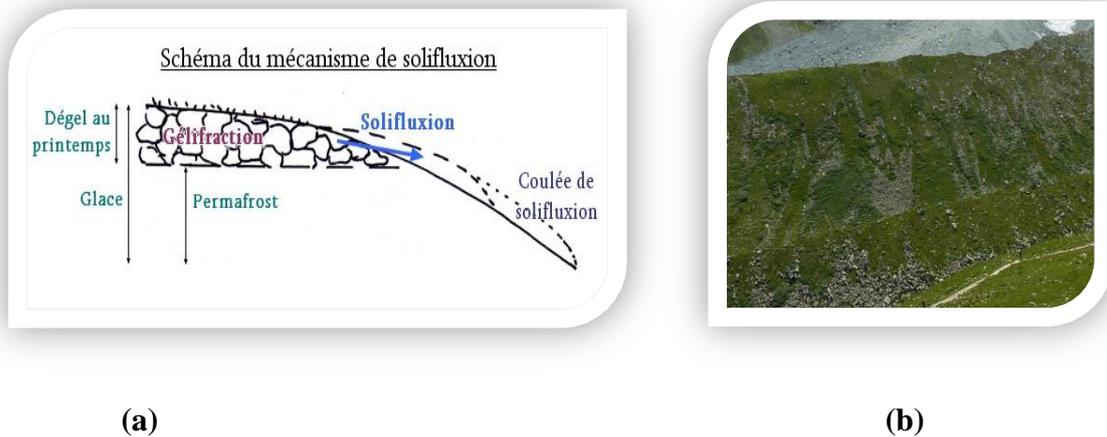


Figure I.14 Solifluxion

(a) Schéma du mécanisme de solifluxion

(b) Loupes de solifluxion sur une des moraines latérales gauche du glacier de Tsijiore Nouve (Arolla, VS)

I.4.2.5 Les glissement de terrain :

I.4.2.5.1 définition de glissement :

Un glissement de terrain correspond à un déplacement généralement lent sur une pente, le long d'une surface de rupture dite surface de cisaillement, d'une masse de terrain cohérente, de volume et d'épaisseur variables: quelques mètres cubes dans le cas du simple glissement de talus ponctuel à quelques millions de mètres cubes dans le cas d'un mouvement de grande ampleur pouvant concerner l'ensemble d'un versant. [20]

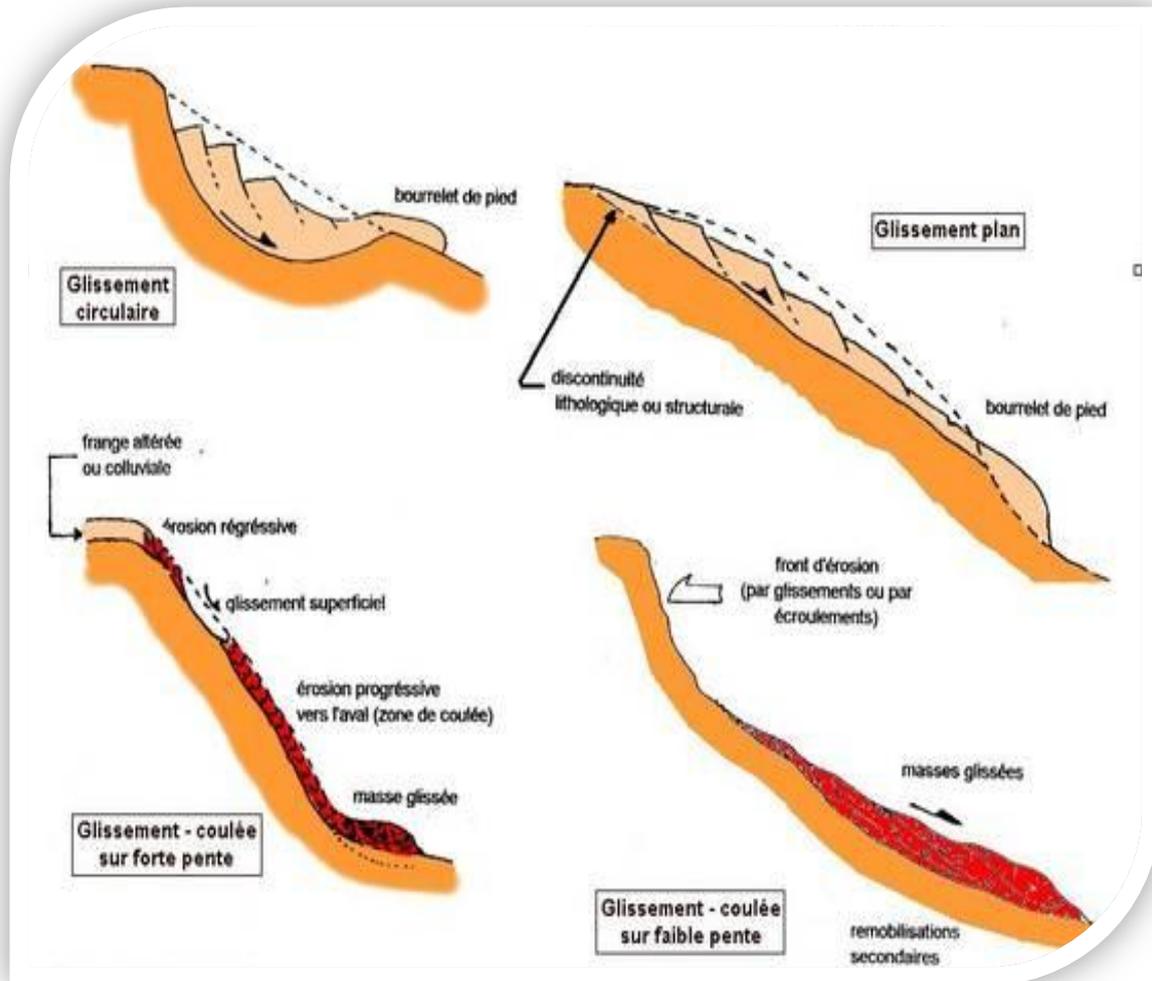


Figure I.15 différents types de glissement de terrain en fonction de la typographie BRGM
(www.brgm.fr)

I.4.2.5.2 Forme d'un glissement de terrain :

Lorsque les forces s'exerçant sur une pente (forces motrices) dépassent la résistance des matériaux constitutifs de cette pente (forces résistantes), celle-ci subit une rupture et un glissement de terrain se produit. La rupture de l'équilibre a pour origine soit l'augmentation des forces déstabilisantes, liées à la gravité, soit la diminution des forces résistantes (ou stabilisantes). Principe de base (schématique).

Un objet posé sur plan est soumis :

- à une force motrice W_{τ} (composante parallèle au plan de son poids W) ;
- à une force résistance F_f (composante parallèle au plan du frottement entre l'objet et le plan).

F_f est proportionnel au produit :

- de la composante perpendiculaire au plan W_N du poids de l'objet ;

-et de la tangente de l'angle de frottement α entre l'objet et le plan.

Lorsque $W_{\tau} > F_f$ l'objet glisse sur le plan

Lorsque $W_{\tau} < F_f$ l'objet est fixe

Lorsque $W_{\tau} = F_f$ l'objet est en équilibre limite

Dans la nature les glissements de terrain peuvent se produire sur des surfaces de rupture : planes, circulaires, complexes.

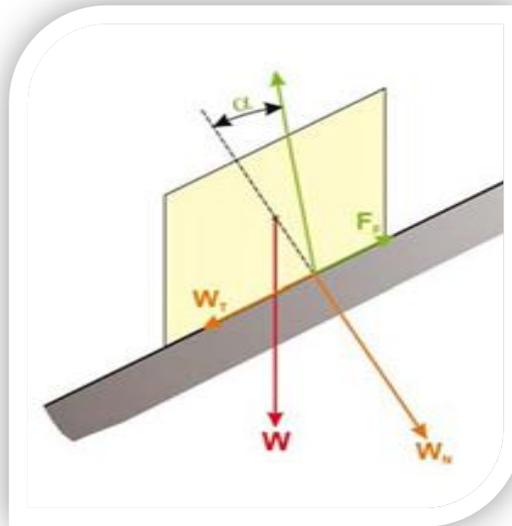


Figure I.16 Forme un glissement de terrain. [53]

Une compilation des différents types de mouvements de terrain est donnée dans le (Tableau I.1). [34]

Tableau I.1: Principales classes et types de déstabilisation sur les versants en fonction des terrains concernés (d'après Campy M, Macaire J.J. 2003)

Classes	Types	Schéma	Terrains concernés	Remaniement interne	Vitesse moyenne
Glissements de terrain (sens strict)	Glissement circulaire (loupe)		Roches peu cohérentes - marnes - alluvions - moraines	Plutôt faible	Quelques cm à quelques m par jour Discontinu (saisons)
Glissements de terrain (sens strict)	Glissement Plan		Roches peu cohérentes - marnes - alluvions - moraines	Plutôt faible	Quelques cm à quelques m par jour Discontinu (saisons)

Glissements de terrain (sens strict)	Glissement De niveau D'altération		Altérites	Plutôt fort	quelques m par jour Discontinu (saisons)
Coulées	Coulées de solifluxion		Roches meubles	Plutôt fort	Plusieurs m par seconde variable (selon fluidité)
Coulées	Coulées de boue		Roches meubles	Plutôt fort	Plusieurs m par seconde variable (selon fluidité)
Ecrolements	Ecrolements De surplomb		Roches cohérentes Stratifiées ou non	Plutôt fort	Déclenchement très rapide Très rapide Chute en quelques secondes
Ecrolements	Ecrolements d'aval pendage		Roches cohérentes Stratifiées ou non	Plutôt fort	Déclenchement très rapide Très rapide Chute en quelques secondes
Fauchage			Roches cohérentes Stratifiées ou non	Variable selon le stade	Très lent quelques cm par an

I.5 Le processus du glissement de terrain :

Une étude efficace doit nécessairement combiner l'approche géologique et l'approche mécanique : Si un versant est stable jusqu' à telle date, il faut rechercher le fait nouveau qui, peu de temps avant l'apparition des désordres, a modifié l'équilibre antérieur : on peut découvrir ainsi des travaux de terrassement ou de construction, un déboisement intense, une pluviométrie exceptionnelle, un séisme. Mais le plus souvent, le fait nouveau n'a servi que de catalyseur. [12]

I.6 Type de glissement de terrain:

I.6.1 Types en fonction de la surface de rupture:

Trois types de glissement sont distingués en fonction de la géométrie de la surface de rupture :

- glissement plan, le long d'une surface plane ;
- glissement circulaire ou rotationnel, le long d'une surface convexe ;
- glissement quelconque ou composite lorsque la surface de rupture est un mélange des deux types.

I.6.1.1 Glissements rotationnels :

Ils sont caractérisés par un basculement de la masse glissée (Figure I.17), 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. [13]

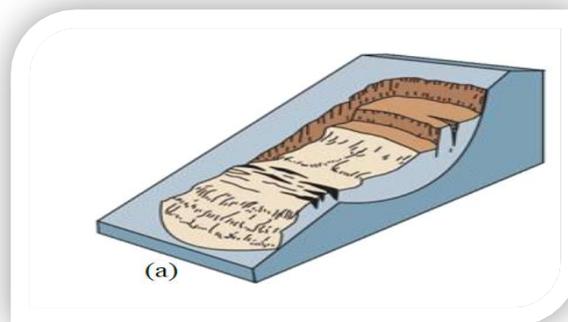


Figure I.17 Glissements rotationnels. [38]

I.6.1.2 Glissements-Plans :

Ils se produisent lorsqu'existe une surface topographique pouvant guider une rupture plane: couche de caractéristiques médiocres, contact manteau d'altération - substratum (Figure I.18). On en verra une application dans le cas des versants naturels. [13]

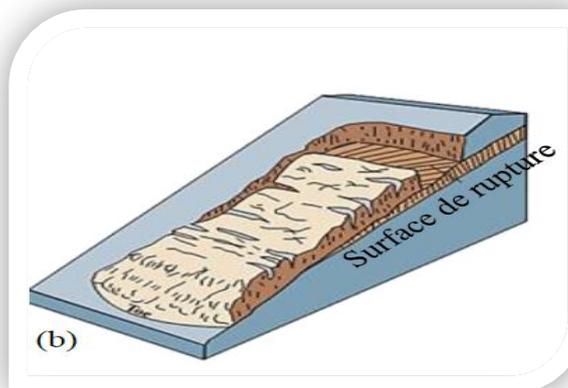


Figure I.18 Glissements plans. [38]

I.6.1.3 Glissement rotationnel complexe :

Ce type de glissement est rare. Il s'agit de glissements multiples emboîtés les uns dans les autres, dus souvent à la suppression de la butée provoquée par le glissement précédent, ce qui entraîne des glissements successifs remontant vers l'amont. [42]

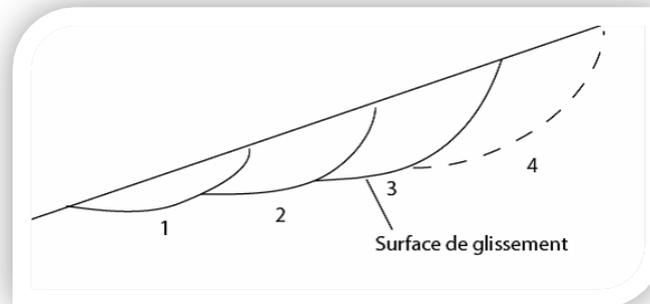


Figure I.19 Glissements successifs emboîtés

I.6.2 La classification du glissement de terrain :

I.6.2 .1 Classification d'après la profondeur de la surface de glissement (en m sous la surface du sol) :

Les glissements de terrain peuvent être classés en fonction de la profondeur de leur surface de glissement et de la vitesse moyenne du mouvement.

Tableau I.2 : La classification de glissement de terrain (Office fédéral de l'environnement Division Prévention des dangers; 2009)

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

I.6.2.2 Classification selon l'activité (en fonction de la vitesse moyenne de glissement en cm par an à long terme)

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

- **Glissement superficiel**

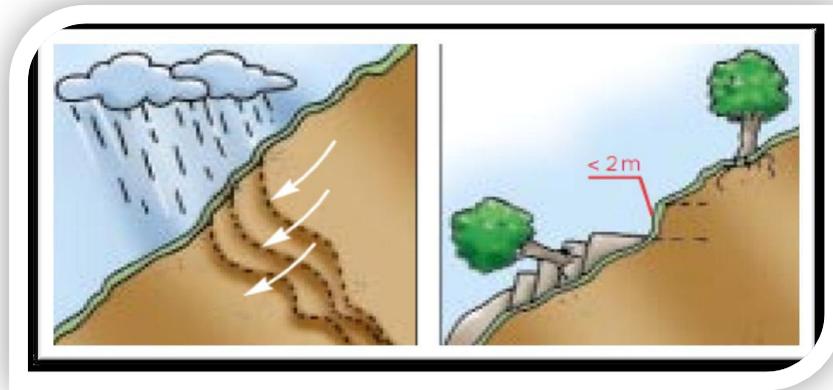


Figure I.20 Glissement superficiel (www.sieng.ch)

- **Glissement profond :**



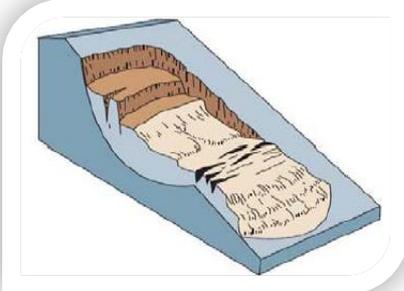
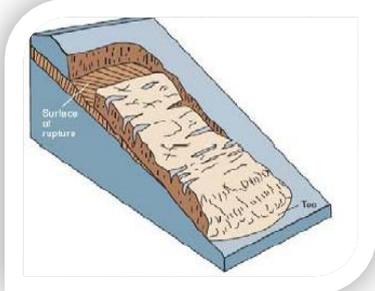
Figure I.21 Glissement profond dans la région de Peney

I.7 Tableaux récapitulatif sur les types de glissement:

Un glissement de terrain est le déplacement cohérent vers le bas de la pente d'une masse de sol ou de roche le long d'une surface de rupture .Il peut être plan ou rotationnel .Les principales différences entre ces deux types de glissements sont inscrites dans le tableau (I.3) :

Tableau I.3 : caractéristiques des glissements rotationnels et plans. [35]

	Rotationnel	Plan
Description	La surface de rupture est concave, et le mouvement est plus ou moins rotationnel autour d'un axe parallèle aux lignes de niveau de la pente.la	La masse se déplace selon une surface relativement plane. Ce type de mouvement peut avoir lieu sur des distances considérables si la surface de

	<p>masse se déplace en général de manière cohérente le long de la surface de rupture avec une légère déformation interne. Le haut de la matière déplacée se meut presque verticalement et le bas du matériel déplacé peut remonter (cf.schéma ci-dessous).</p>	<p>rupture est suffisamment inclinée contrairement aux glissements rotationnels qui ont tendance à rétablir l'équilibre du glissement. Le matériel qui glisse peut provenir de sols meubles, non consolidés et/ou de blocs de pierres. Ils ont souvent lieu le long de discontinuités géologiques comme des failles, diaclase, strates, ou entre la roche et le sol.</p>
<p>Schéma, photo</p>	 <p>The Landslide Handbook (HIGLAND, et al, 2008)</p>	 <p>The Landslide Handbook (HIGLAND, et al, 2008)</p>
	 <p>The Landslide Handbook (HIGLAND, et al, 2008)</p>	 <p>The Landslide Handbook (HIGLAND, et al, 2008)</p>

Taille relative	Dans les sols, la surface de rupture a généralement un rapport profondeur/longueur d'environ 0.1 à 0.3	Ils sont généralement moins profonds que les glissements rotationnels : leur surface de rupture a généralement un rapport profondeur/longueur inférieur à 0.1. Leur longueur s'étend de l'ordre du mètre à celui du kilomètre
Vitesse	D'extrêmement lent (moins de 0.3 m tous les cinq ans) à lent (1.5 m par mois).	Le mouvement initial peut être lent (1.5 m par mois) mais beaucoup d'entre eux ont ensuite une vitesse relativement rapide (1.5m par jour), voire très rapide.
Dommmages engendrés	Il peut endommager fortement les infrastructures et les routes, mais est rarement une menace pour les vies humaines à cause de sa lenteur.il peut également créer des inondations s'il coupe une rivière.	S'il est lent, il n'endommage que les infrastructures et les routes, mais S'il est plus rapide, il peut être dangereux pour les vies humaines.il peut aussi causer des inondations s'il coupe une rivière.

I.8 Conclusion :

A l'instar de ce qui a été développé dans ce chapitre, il se dégage que les mouvements de terrain sont des ennemis redoutables, dans la mesure leurs caractères imprévisibles et violents représentent un danger pour la vie humaine et biens. Dans ce cadre et à travers notre recherche sur ce phénomène il deux types de mouvements bien distincts et qui sont les mouvements lents et rapides. Ces dégâts se distinguent sous forme de plusieurs pathologies où les critères de constructions peuvent jouer un rôle important dans la vulnérabilité du cadre bâti face au risque du glissement de terrain.

A partir de l'inventaire des différents mouvements de terrain reconnus dans les deux secteurs d'étude, une classification synthétique est établie. Elle permet d'évaluer le comportement des deux versants étudiés en termes de vitesse de propagation des différents aléas que sont : les chutes de blocs, les écroulements, les glissements rocheux et les glissements de sols. Ces vitesses de propagation varient depuis des vitesses extrêmement rapides.

II.1 Introduction :

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

Ce chapitre, présente les différentes méthodes utilisées dans l'analyse de la stabilité des pentes qui déterminent le facteur de sécurité approprié et la surface critique de glissement.

II.2 Etude de la stabilité des pentes :

Dans l'art de l'ingénieur le glissement de terrain peut intervenir à propos des travaux qui peuvent modifier un équilibre préétabli ;

- talus naturels (déblais d'autoroute ...)
- barrage en terre
- tranchées
- mur de quai
- remblai d'autoroute ou de canaux d'irrigation ...

Sans vouloir, dans la pathologie des glissements de terrain, disons que la modification du moment moteur, généralement dû au poids du massif, (soit par charge en tête de talus, ou décharge en pied), et la modification du régime hydraulique à l'intérieur du talus sont des cause fréquentes de glissements. Le calcul de la stabilité des talus est destiné à prévenir ces incidents, c'est-à-dire à trouver la pente à donner à un talus pour qu'il présente un certain degré de sécurité vis-à-vis du glissement. Dans leur principe, les mouvements de terrain : surviennent lorsque la résistance des terrains est inférieure aux efforts moteurs engendrés par la gravité et l'eau souterraine ou par les travaux de l'homme; leur dynamique répond naturellement aux lois de la mécanique. Dans la pratique cependant, les choses sont très complexes, du fait des incertitudes:

- sur les conditions initiales, notamment en profondeur ;
- sur les propriétés mécaniques des terrains, en général hétérogènes. Sur les conditions hydrauliques: position de la nappe produisant en zone non saturée. L'eau est la cause déclenchant de la plupart des mouvements; c'est un facteur variable dans le temps. Une bonne connaissance du risque "mouvements de terrain" doit permettre de répondre aux 5 questions reproduites ci après (Figure II.1). [26]

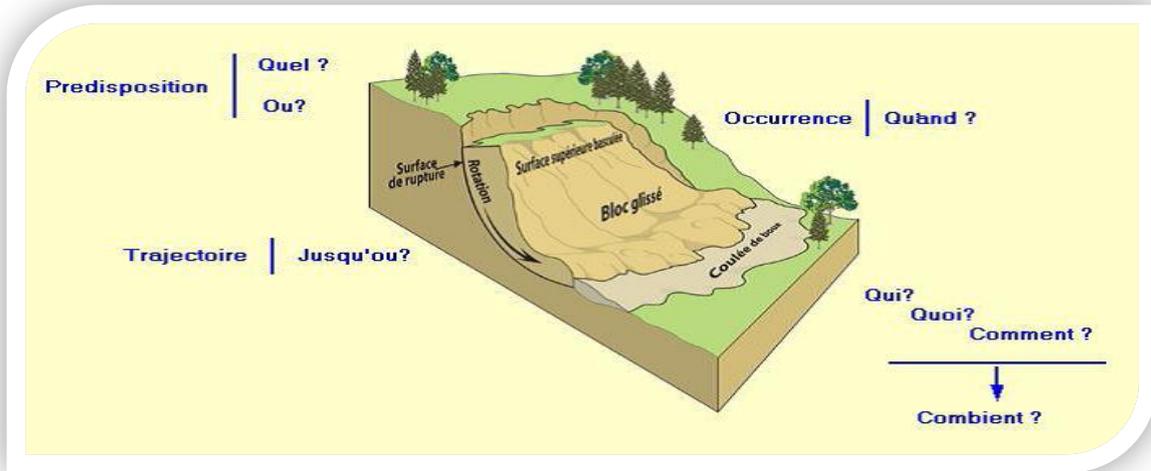


Figure II.1 Mouvement de terrain

II.3 Définition de la rupture :

La rupture d'un sédiment est définie à partir de l'observation courbe effort déformation (τ, ϵ) obtenue à partir des essais de déformation. La (figure II.2) montre les deux allures des courbes que l'on peut retrouver dans le diagramme contrainte déformation : (1) la présence d'un maximum et (2) une forme continuellement croissante. Pour la première courbe (τ vs ϵ qui présente (radoucissement), on considère qu'il y a rupture lorsque le maximum est atteint. Par contre, pour le deuxième type de courbe (écrouissage), la rupture est définie de manière plus arbitraire, on admet qu'il y a rupture lorsqu'on a atteint un certain pourcentage de déformation. [34]

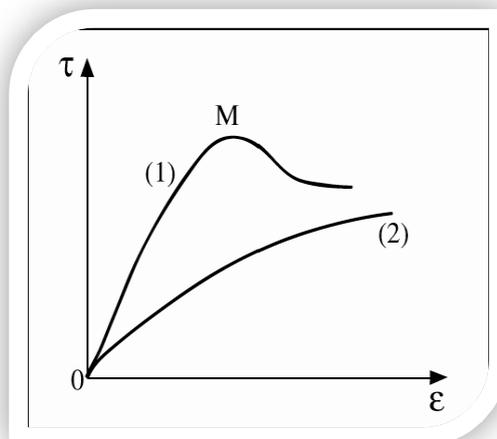


Figure II.2 Diagramme τ - ϵ montrant les deux allures des courbes

II.4 Mécanismes de rupture :

Un mécanisme de rupture par cisaillement général, caractérisé par la formation d'un coin sous la base de la fondation, qui refoule le sol latéralement selon des lignes de glissement débouchant à la surface. L'enfoncement de la fondation provoque généralement un soulèvement du sol, d'autant plus net que la structure est moins déformable. C'est le cas pour les sols relativement résistants. [35]

II.5 Méthodes de calcul de stabilité des pentes :

Les méthodes de calcul de stabilité des terrains sont basées sur la constatation suivante : lorsqu'il y a glissement de terrain, il y a séparation d'une masse du sol du reste du massif et son glissement se fait suivant une surface de rupture. Ayant défini une surface de rupture « S », on étudie la stabilité de la masse (1) mobile par rapport au massif (2) qui est fixe (Figure II.3). [34]

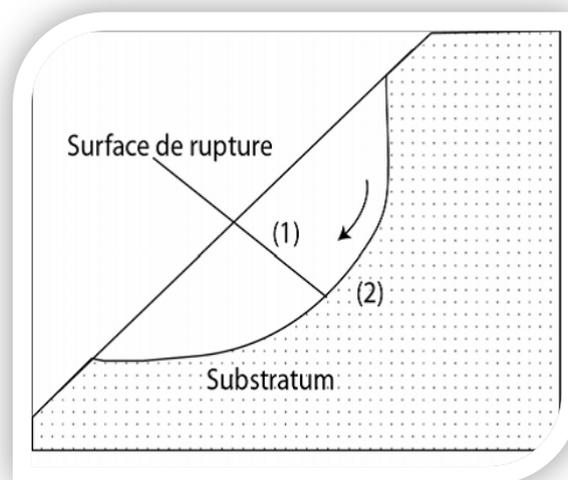


Figure II.3 Surface de rupture

Les principales méthodes de calcul de la stabilité des talus sont :

- Les méthodes basées sur l'équilibre limite.
- Les méthodes des éléments finis.
- Les méthodes des abaques.

II.5.1 Méthode d'équilibre limite :

Il existe plusieurs méthodes d'analyse de la stabilité des pentes, qui reposent sur un calcul à l'équilibre limite. La plupart de ces méthodes utilisent la technique dite des tranches. Dans ces méthodes, le facteur de sécurité est calculé en utilisant une ou plusieurs méthode d'équilibres statiques appliquées à la masse du sol. Dans quelques méthode telle que la

méthode de pentes infinie, l'effort de cisaillement et l'effort normal τ et σ peuvent être employés dans l'équation (II.1) ou (II.2) pour calculer le facteur de sécurité. Dans la plupart des autres cas, y compris la méthode de Bishop simplifiée, la méthode de Spencer, un procédé plus complexe est exigé pour calculer le facteur de sécurité en utilisant l'équation

$$F_s = \frac{R}{S} = \frac{c + \sigma \tan \phi}{\tau} \quad (\text{II.1})$$

$$F_s = \frac{c' + (\sigma - u) \tan \phi'}{\tau} \quad (\text{II.2})$$

En cas des efforts effectifs ; l'effort de cisaillement Selon l'équation (II.2) est exprimé par :

$$\tau = \frac{c'}{F_s} + \frac{(\sigma - u) \tan \phi'}{F_s} \quad (\text{II.3})$$

Le facteur de sécurité est calculé en supposant plusieurs valeurs de F_s , et on calcule l'effort de cisaillement correspondant à l'équation (II.3) jusqu'à ce que l'équilibre soit réalisé. En effet la contrainte est réduite par le facteur de sécurité F_s , jusqu'à atteindre l'état d'équilibre. [31]

II.5.2 Méthode des éléments finis :

Toutes les méthodes à la rupture permettant l'analyse de la stabilité des pentes reposent sur le fait de choisir arbitrairement une série de surfaces de glissement et de définir celle qui donne la valeur minimale du coefficient de sécurité. Mais depuis un certain temps, les méthodes d'analyse numérique donnant accès aux contraintes et aux déformations au sein du sol connaissent une large utilisation. De plus, le comportement des massifs de sol avant la rupture ou au stade du pré rupture ne peut pas être analysé par des méthodes à l'équilibre limite car on ne peut mettre en évidence aucune surface de rupture. Ce phénomène peut être décrit par les méthodes volumiques (méthodes des éléments finis) qui prennent en compte tout le massif dans l'analyse de la stabilité. [45]

II.6 Méthodes de calcul à la rupture :

Les méthodes de calcul à la rupture sont des méthodes où l'analyse et le calcul sont locaux limités sur une ligne ou une surface de rupture, et s'opposent donc aux méthodes volumiques. Elles sont basées sur les hypothèses suivantes : le massif en mouvement peut être décomposé en un ensemble de blocs rigides indéformables qui frottent les un sur les autres. Le comportement de l'interface par la loi de Coulomb. Ces hypothèses fortes des calculs à l'équilibre limite, distinguent une partie potentiellement mobile, séparée d'une partie fixe du massif, par une courbe de rupture définissant une rupture cinématiquement admissible. Dans ce cas :

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

- Le coefficient de sécurité F est spatialement bien déterminé (on peut Considérer par exemple F constant par tout). Parmi ces méthodes on distingue selon Faure: [26]

-Méthodes des blocs

- Méthodes des tranches

II.6.1 Méthodes des blocs :

Cas statiquement définis (rupture plane d'une pente) :

On écrit l'équilibre de la masse potentiellement instable sur un plan incliné d'un angle (α) (Figure II.4), et l'on obtient la formule suivante :

$$F(\alpha) = \frac{c' + W \cdot \cos \alpha \cdot \tan \varphi'}{W \cdot \sin \alpha} \quad (\text{II.4})$$

Où ($W \cdot \sin \alpha$) est la force d'entraînement et ($c' + W \cdot \cos \alpha \cdot \tan \varphi'$) est la force résistante obtenue par la loi de Coulomb appliquée à la réaction normale de la masse en mouvement sur le sol fixe.

On retient la ligne de rupture définie par (α) qui minimise F .

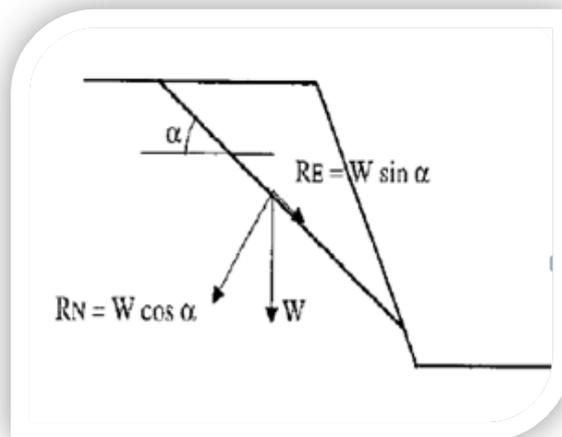


Figure II.4 Schéma de rupture plane

II.6.2 Méthodes des tranches :

Cette méthode consiste à considérer les forces qui tendent à retenir un certain volume de terrain, délimité par les forces libres du talus et une surface de rupture potentielle, et celles qui tendent à la mettre en mouvement (Figure II.5).

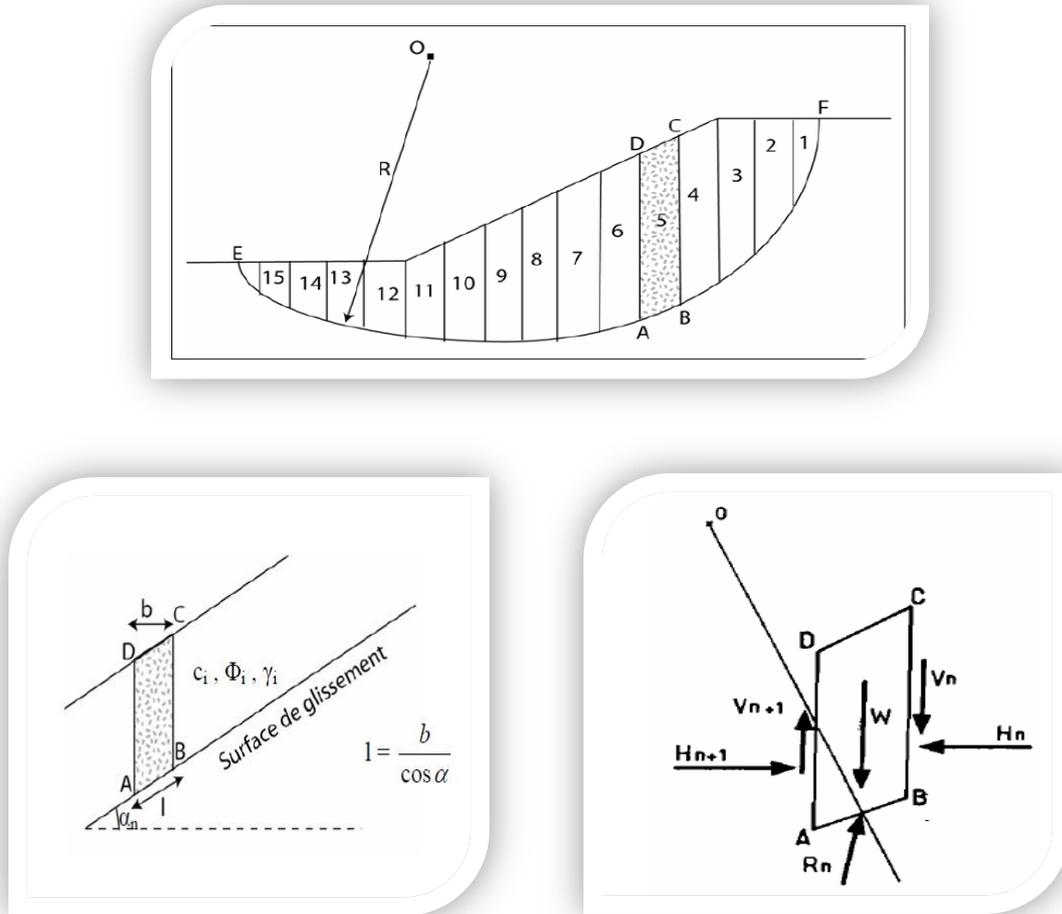


Figure II.5 Découpage d'un talus en tranches et les forces agissantes sur une tranche

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 des tranches consiste à découper le volume de sol (compris dans l'arc EF) en un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux.

En l'absence d'eau, une tranche (n) est soumise à :

- Son poids $W = \gamma_n \cdot h_n \cdot b_n$
- Les efforts inter-tranches décomposés en efforts horizontaux H_n et H_{n+1} et en efforts verticaux V_n et V_{n+1} .
- La réaction R_n du milieu sous-jacent sur l'arc AB (résistance de cisaillement). Elle se décompose en une composante normale et tangentielle.

II.6.2.1 Méthode de Fellenius (1927) :

La ligne de glissement est de forme circulaire

- On néglige totalement les efforts inter-tranches

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

Par rapport au centre O, on peut définir :

- le moment moteur comme celui du poids des terrains W tendant à provoquer le glissement.
- le moment résistant maximal fourni par la valeur maximale que peut prendre la composante tangentielle de R_n .

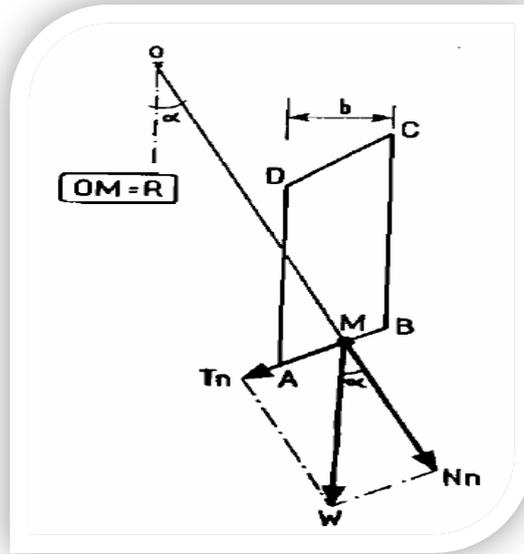


Figure II.6 Forces agissantes sur une tranche d'après l'hypothèse de FELLENIUS

$$R_n = c_n \cdot AB + N_n \cdot \tan \Phi_n \quad (II.5)$$

$$\text{Par ailleurs : } N_n = W_n \cos \alpha_n \quad (II.6)$$

$$\text{Donc : } R_n = c_n \cdot AB + W_n \cos \alpha_n \tan \Phi_n \quad (II.7)$$

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

$$\sum_i^m R_i \cdot (C_i \cdot \frac{bn}{\cos \alpha} + W_n \cos \alpha \tan \phi_i) \quad (II.9)$$

Où : m = nombre total de tranches.

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

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

$$\text{Par ailleurs : } T_n = W_n \sin \alpha_n \quad (II.10)$$

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

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

On obtient l'expression du facteur de sécurité

$$F_s = \frac{\sum_1^n \left(c_i - \left(\frac{b_n}{\cos \alpha_n} \right) \right) + W_n \cos \alpha_n \operatorname{tg} \varphi_n}{\sum_i^n w_n \sin \alpha_n} \quad (\text{II.12})$$

Les paramètres intervenant dans le calcul de F_s sont donc :

- b, la largeur des tranches ;
- α , l'angle orienté que fait le rayon du cercle passant par le milieu de la base de la tranche avec la verticale ;
- la hauteur de la tranche pour le calcul du poids W. [34]

II.5.2.2 Méthode de Bishop (1955) :

Les composantes V_n , V_{n+1} , H_n , H_{n+1} des réactions sur les tranches verticales interviennent dans les efforts appliqués sur AB (Figure II.6) et influencent la réaction R_n . En 1954, Bishop a publié une méthode, appelée méthode détaillée, permettant de calculer le coefficient de sécurité FS en tenant compte de ces sollicitations. [10]

Le coefficient de sécurité est donné par la formule générale suivante :

$$F_s = \frac{\sum \frac{c' b + (W - ub) \operatorname{tg} \varphi}{\cos \alpha (1 + \operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \varphi / F)}}{\sum W \sin \alpha} \quad (\text{II.13})$$

Pour déterminer FS, il faut :

- procéder par itérations successives, puisque FS figure membres de l'équation.
- définir FS Pour cela, une hypothèse supplémentaire est nécessaire, par exemple admettre que le long des plans verticaux les contraintes sont proportionnelles à la distance verticale de leur point d'application à la surface libre. Compte tenu des équations régissant l'équilibre général du massif de sol limité par les cercles de glissement, déterminer FS est alors possible. Toutefois, le calcul est très fastidieux et n'est pratiquement plus réalisé que par ordinateur. [26]

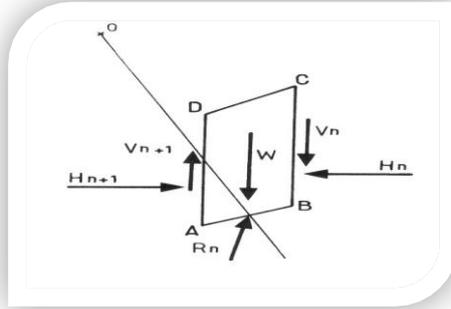


Figure II.7 Forces agissant sur la tranche n

II.6.2.3 Méthode de Bishop simplifié :

Dans cette méthode on considère que :

- La ligne de glissement est toujours de forme circulaire.
- Les efforts verticaux inter-tranches sont nuls ($V_n - V_{n+1} = 0$).

Le facteur de sécurité est donné par la formule suivante :

$$F_s = \frac{\sum_1^n (c_i b_i + W_n \operatorname{tg} \phi_i)}{m\alpha \sum_1^n W_n \sin \alpha_n} \quad (\text{II.14})$$

$$\text{Avec } m\alpha = \cos \alpha_i \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i}{F_s} \right) \quad (\text{II.15})$$

Pour déterminer F_s il faut procéder par itérations successives. La première itération est faite en adoptant, comme valeur F_{s0} le coefficient de sécurité obtenu par la méthode de Fellenius.

La méthode de Fellenius donne des résultats pessimistes par rapport à la méthode de Bishop. Les écarts sur F_s peuvent atteindre 10 %. La méthode de Fellenius a l'avantage de simplicité et donc peut être utilisée dans tous les cas courants. [34]

II.6.2.4 Méthode des cales :

La méthode suppose que la masse coulissante se compose de trois régions, la cale active, le bloc central, et la cale passive, et les forces sur les frontières verticales sont supposées inclinées. Cette méthode satisfait entièrement l'équilibre des forces dans les directions vertical et horizontales et ignore l'équilibre des moments. Les seules différences entre la méthode des cales et la méthode suédoise modifiée sont hypothèses pour la forme de la surface de glissement, et probablement les inclinaisons des forces d'inter-tranche entre les cales. Cependant, on suppose parfois que la force d'inter-tranche entre bloc central et la cale passive est horizontale. [31]

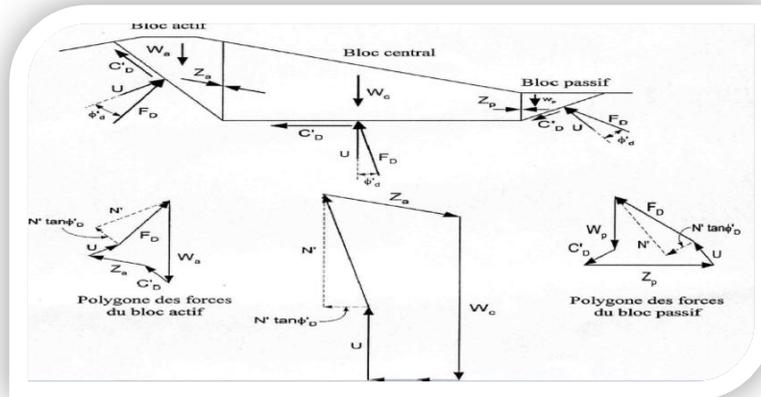


Figure II.8 Forces et polygones d'équilibre pour la méthode de cales

II.6.2.5 Méthode de Morgenstern et Price (1965) :

Morgenstern et Price définissent une fonction donnant l'inclinaison des efforts inter-tranches cette méthode introduit une fonction mathématique arbitraire pour représenter la variation de la direction des forces entre les tranches. [31]

II.6.2.6 Méthode de Sarma (1973):

Sarma (1973) a développé une méthode pour une tranche verticale ou non pour les blocs de sol. Cette méthode satisfait les deux conditions d'équilibre. En outre, la relation entre les forces inter tranche est assumée comme un processus linéaire de Mohr-Coulomb. Les forces inter-tranches sont ajustées jusqu'à ce que le coefficient de sécurité pour l'équilibre des forces et des moments soit satisfait.

En générale, la méthode de Sarma :

- Tien compte à la fois de la force et des forces inter-tranches de cisaillement.
- Satisfaire à la fois l'équilibre des forces et des moments. [45]

II.6.2.7 Méthode de Spencer (1967) :

Cette méthode au même principe de calcul que la méthode de Morgenstern and Price, la différence réside dans la fonction de variation qui est constante (le rapport constant entre les comptes verticaux et horizontaux des forces inter tranches. [21]

II.6.2.8 Méthode de Janbu simplifiée :

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

sécurité pour pallier au manque de l'effet des forces verticales inter-tranches. L'équilibre des moments n'est pas satisfait.

II.7 Calculs de stabilité :

L'analyse de la stabilité des pentes s'effectue habituellement à la rupture à l'aide de la méthode des tranches. Cette méthode donne par l'intermédiaire du coefficient de sécurité une idée de l'état d'équilibre de la pente étudiée par rapport à l'équilibre limite. L'expression du coefficient de sécurité est différente selon qu'il s'agit d'une rupture plane, circulaire ou quelconque. Dans tous les cas, les calculs de stabilité s'effectuent en contraintes totales à court terme et/ou en contraintes effectives à long terme. Le degré de précision des calculs dépendra toutefois de la qualité de détermination des paramètres de cisaillement, mais aussi des moyens de calculs mis en œuvre. [46]

II.8 Définition du coefficient de sécurité :

Le coefficient de sécurité F est défini par l'expression suivante :

$$F_s = \frac{\tau_{\max}}{\tau} \quad (\text{II.16})$$

Dans laquelle τ_{\max} désigne la résistance au cisaillement du sol intéressé par le glissement et τ la contrainte de cisaillement effectivement mobilisée le long de la courbe de rupture (si $F_s > 1$, il n'y a pas rupture ; si $F_s < 1$, il y a rupture ; si $F_s = 1$, il y a équilibre limite).

II.8.1 Cas des ruptures planes (glissements plans) :

Ce type de rupture est rencontré lorsque le massif est constitué de plusieurs couches de caractéristiques physico-chimiques et mécaniques très différentes, ou lorsque la longueur de la surface de glissement potentielle est très grande par rapport à l'épaisseur du terrain. Le coefficient de sécurité est donné par l'expression suivante :

$$F_s = \frac{c' + (W \cos \alpha - U) \tan \phi'}{W \sin \alpha} \quad (\text{II.17})$$

Dans laquelle L désigne la longueur du talus, α sa pente, W le poids des terres en mouvement U la résultante des pressions interstitielles éventuelles, c' la cohésion effective et ϕ' l'angle de frottement interne effectif.

II.8.2 Cas des ruptures circulaires (glissements circulaires) :

Ce type de rupture est rencontré lorsque le massif est homogène.

Deux méthodes de calcul permettent de traiter ce problème :

- **la méthode de Fellenius**, dans laquelle on admet que les forces externes inter-tranches sont égales. D'où l'expression suivante du coefficient de sécurité :

$$F_s = \frac{\sum(c' b + W \cos^2 \alpha - ub) \operatorname{tg} \varphi'}{\sum W \sin \alpha} \quad (\text{II.18})$$

• **la méthode de Bishop**, dans laquelle on admet que seules les composantes horizontales des forces externes inter-tranches s'équilibrent. D'où l'expression suivante du coefficient de sécurité :

$$F_s = \frac{\sum(c' b + (W - ub) \operatorname{tg} \varphi') / (\cos \alpha + \frac{\sin \alpha \operatorname{tg} \varphi'}{F})}{\sum W \sin \alpha} \quad (\text{II.19})$$

II.8.3 Cas des ruptures quelconques (glissements non circulaires) :

Ce type de rupture est rencontré lorsque des hétérogénéités sont manifestes. Ce problème est traité par la méthode des perturbations, dans laquelle on considère que la contrainte normale n'est pas constante le long de la courbe de rupture comme c'est le cas des deux méthodes précédentes. Cette méthode est globale et applicable à une courbe de rupture quelconque envisagée. Elle est basée sur la simple résolution des équations de l'équilibre statique avec ajustement automatique de la distribution de la contrainte normale obtenue par une perturbation de la contrainte normale de Fellenius le long de la courbe de rupture. [46]

II.9 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). Le (tableau II.1) ci-dessous, nous donne les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entoure

F_s	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 celui de Bishop). [39]

II.10 Conclusion :

Le danger de l'apparition d'un glissement peut être estimé par l'analyse de la variation du facteur de sécurité en fonction de la forme et de la position de la surface possible de glissement. Les méthodes qui considèrent l'équilibre limite, admettant la formation d'une surface de rupture dans le massif et opérant par la division du massif qui glisse dans des tranches verticales, sont les méthodes les plus utilisées, grâce à leur capacité de prendre en considération des variétés géométriques et des conditions complexes de stratification et de chargement. Ces méthodes diffèrent entre elles par les conditions d'équilibre statique utilisées et par les hypothèses admises pour annuler l'indétermination statique du problème. Ces différences dues essentiellement aux hypothèses faites sur les forces inter-tranches. Il existe des dizaines de méthodes de calcul de stabilité ayant toutes des avantages et des inconvénients. Aucune n'est parfaite, car aucune ne tient compte de la déformabilité du sol.

III.1 Introduction :

Les mouvements de pente sont des manifestations naturelles de l'évolution du relief en action à la surface terrestre depuis des millions d'années. Les observations et les études effectuées à partir d'événements passés ont permis de mettre en évidence certaines conditions de site favorables à l'apparition de tel ou tel phénomène d'instabilité. Les pentes naturelles ou artificielles sont soumises à des contraintes extérieures qui peuvent influencer leurs états de stabilité. Ce chapitre porte sur la description des principaux facteurs contrôlant l'instabilité des pentes. [22]

III.2 Les facteurs intervenant dans les processus d'instabilité des terrains :

Le passage de l'état stable à l'état instable est lié à des causes nombreuses et variées qui viennent s'ajouter aux conditions initiales, intrinsèques au terrain. On distingue plusieurs facteurs qui influencent le phénomène du mouvement de terrain. Ils correspondent à l'action naturelle ou anthropique nécessaire au déclenchement d'un glissement de terrain. Cette action déclenchant peut être liée à un ou plusieurs stimuli externe (pluie intense séisme,... etc.). [15]

III.3 La nature et les caractéristiques mécaniques des terrains :

Les caractéristiques mécaniques des terrains représentent les données de base imposées par la nature et l'histoire du terrain. Les schistes argileux, les argiles, les marnes, les micaschistes s'altèrent facilement en surface et donnent lieu à des glissements ou à des coulées boueuses. Les formations superficielles récentes, généralement non consolidées, tapissant les versants à forte pente, sont vulnérables et instables. Les formations anisotropes (formations stratifiées) présentent souvent des alternances de niveaux durs et tendres (marno-calcaires, comme exemple) qui ont un comportement mécanique et hydraulique particulier souvent défavorable à la stabilité. Les terrains affectés par de grands glissements anciens, dits fossiles, sont cependant fragilisés et donc sensibles à une perturbation d'origine naturelle ou humaine. La variation importante lithologique, dans une même formation géologique peut être à l'origine d'une répartition des mouvements de terrain.

III.4 La structure des terrains :

La tectonique, simple ou cassante, conditionne notablement la susceptibilité des terrains aux instabilités. Les discontinuités qui affectent les roches cohérentes jouent un rôle déterminant dans la stabilité des massifs rocheux. Elles constituent des surfaces de faiblesse sur lesquelles se désigne la rupture et qui peuvent être à l'origine d'une étude de prédiction du mécanisme et du type de glissement (glissements plans, des glissements de dièdres, etc.) en se basant sur leurs orientations. Les joints sédimentaires, plan de schistosité ou de foliation sont

eux aussi des surfaces de faiblesse qu'il faut prendre en compte. Ils jouent le même rôle (favorisant l'instabilité des massifs) que les discontinuités.

III.5 La morphologie :

La pente des talus représente un paramètre qui conditionne sa stabilité. Il existe une pente limite au-delà de laquelle on observe un optimum favorable aux glissements. On ne peut pas utiliser la valeur de la pente comme déterminante, elle s'associe avec d'autres facteurs tels que la nature lithologique, la hauteur des versants et la présence ou non de l'eau.

III.6 Facteurs variables dans le temps :

Ce sont eux qui déclenchent l'instabilité ou qui provoquent une accélération marquée du mouvement conduisant à la rupture.

III.6.1 Les précipitations :

Les glissements de terrain apparaissent souvent au moment hydrologique le plus défavorable c'est-à-dire lors de périodes pluvieuses prolongées, lors de fonte de neige ou après une longue période humide, selon des mécanismes tels que :

- L'augmentation de la pression interstitielle dans les sols saturés, due à un épisode pluvieux exceptionnel ou à une fonte de neiges, qui entraîne une diminution de la résistance au cisaillement du sol.
- La saturation des sols par descente d'un front d'infiltration influe aussi et fait augmenter le poids moteur.
- Une réduction de la consistance d'une argile causée par l'augmentation de la teneur en eau lorsque celle-ci se rapproche de la limite de liquidité w_l , le milieu passe de l'état plastique à l'état liquide et la résistance au cisaillement diminue.
- L'érosion provoquant des changements de géométrie du versant, et par suite une modification de la pente qui implique une diminution du coefficient de sécurité.
- Des écoulements souterrains qui ont des actions défavorables sur la stabilité des pentes tel que la pression de courant et érosion souterraine.

III.6.2 La température :

Les variations de températures sont un facteur déclenchant de chutes de pierres ou de blocs en raison des dilatations différentielles qui se manifestent.

III.6.3 Le Gel et dégel :

Dans les principaux sols limoneux, la congélation et la décongélation peuvent donner des pressions interstitielles excessives et par suite, elles influent sur les mouvements de surface (solifluxion). Le gel s'accompagne d'une augmentation de volume de 9% environ, et tend à

écraser les particules des sols en créant et élargissant des fissures. Ce phénomène est à l'origine de certaines chutes de blocs ou de glissement de terrain. Le dégel s'accompagne de libération de grandes quantités d'eau et donne lieu à des glissements-coulées ou à des chutes de blocs et éboulements.

III.6.4 L'action de l'homme :

L'homme constitue fréquemment une cause d'accélération ou déclenchement des instabilités notamment :

- Les modifications de l'équilibre naturel des pentes ; talutage en pied de versant remblaiement en tête de versant ;
- Les modifications des conditions hydrologiques du milieu naturel; rejets d'eau dans une pente (fluide de canalisation, par exemple), pompage excessif d'eau qui favorisent la dissolution des roches solubles, etc.
- Les ébranlements provoqués par les tirs à l'explosif, qui sont susceptibles de déclenchement des chutes de pierres et de blocs ou vibrations dues au trafic routier ou ferroviaire qui peuvent déstabiliser à la longue des versants.

III.7 Autre classification des causes d'instabilité :

Les facteurs de déclenchement et d'évolution de mouvements de pente, appelés auparavant facteurs variables dans le temps, sont nombreux et variés. Certains auteurs les ont regroupés en trois familles principales :

- Modification du moment moteur ;
- Modification des conditions hydrauliques ;
- Modification des caractéristiques géotechniques et rhéologiques des terrains.

Alors, différentes études statistiques ont fait apparaître que les causes les plus fréquentes sont d'origine hydraulique. (Tableau III.1)

Tableau III.1: Etude statistique sur les causes des glissements de terrain (d'après M.A. ALLAL et K.A. BENACHENHOU, 1995)

	ALLAL (1993)	E.GERVEAU (1991)	DESVARREUX (1988)	J.L.DUVILLE&J. LACUBE (1989)
Modification moment moteur	34%	31%	-	-
Modification condition hydraulique	53%	49%	52%	61%
Modification caractéristique géotechnique et rhéologique	13%	20%	-	-
Nombre de mouvement étudiés	32	50	250	-

D'une façon générale, il y a une seule cause globale de tous les mouvements de pente c'est une modification de l'équilibre du massif considérée. Cette cause a été décomposée en plusieurs causes de différentes origines dont la première approche qualitative a été donnée en 1950 par TERZAGUI. Pour plus de clarté et de simplicité, on propose de voir la classification des causes de mouvements de pente réalisée par M.A. ALLAL et K.A. BENACHENHOU (1995). Elle est faite suivant les trois familles de facteurs suivantes :

- Facteurs hydrauliques ;
- Facteurs mécaniques ;
- Facteurs dynamiques ;

III.7.1 Facteurs hydrauliques :

III.7.1.1 Action et influence de l'eau :

Les épisodes de très fortes pluies ou de fonte massive et rapide des neiges, engendrent de multiples instabilités superficielles et glissements de terrains. Ainsi, une pluie brève de très forte intensité entrainera de nombreux glissements superficiels et des coulées ; alors que des

pluies d'intensité modérée mais persistant plusieurs semaines, sont susceptibles de provoquer des glissements de grande ampleur.

Une période de sécheresse provoque des fissurations par retrait des sols argileux, ce qui facilite l'infiltration de l'eau dans les fissures lors d'épisodes pluvieux (voir figure III.1). L'eau souterraine est un facteur majeur de localisation des glissements, de déclenchement ou d'accélération des mouvements. [14]

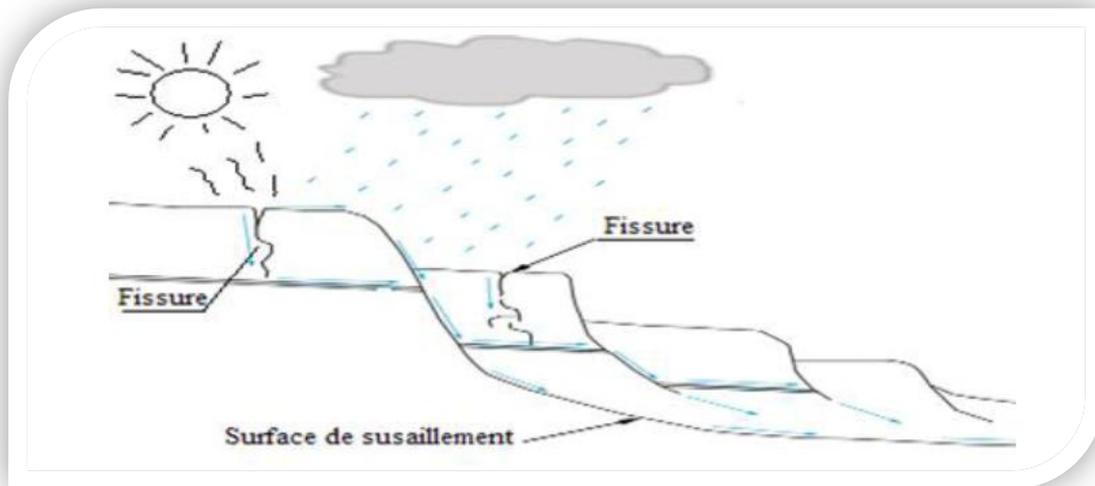


Figure III.1 Processus d'infiltration de l'eau dans le sol

Les précipitations et fonte des neiges font naître trois processus :

- Humidification du sol et infiltration ;
- Ruissellement de surface ;
- Evapotranspiration.

III.7.1.1.1 humidification du sol et infiltration :

L'eau qui tombe à la surface du sol commence par humidifier la fraction supérieure du sol. Si la pluie se poursuit suffisamment et longtemps, l'humidification sera de plus en plus importante et entraîne une infiltration, c'est à dire une arrivée d'eau à la nappe (réalimentation des nappes).

III.7.1.1.2 Ruissellements de surface :

Lorsque l'intensité de la pluie est forte, la pellicule d'eau en surface peut circuler sur la tranche supérieure du sol saturé (sur une faible épaisseur). Ils induisent, essentiellement, des phénomènes d'érosion externe (superficielle) qui ont pour effet de modifier la géométrie des versants et donc leurs conditions de stabilité (sapement des berges fluviales ou des falaises côtières, ravinement des versants).

III.7.1.1.3 Evapotranspiration :

Ce terme regroupe généralement évaporation et transpiration. Pendant et après un épisode pluvieux, une partie non négligeable de l'eau arrivée au sol est immédiatement évaporée. Le phénomène de la transpiration joue dans le même sens que l'évaporation, les racines des plantes sont capables de reprendre de l'eau du sol. Cela provoque le phénomène de retrait donc la formation des fissures.

III.7.1.2 Infiltration par sources d'eau artificielles (réservoir ou canal) :

Le remplissage du réservoir peut déclencher aussi de grands mouvements de masse comme c'était le cas à Vajont en Italie (MULLER, KIERSCH, 1964), le cas du réservoir à Gepatsch en Autriche (BRETH, LAUFFER et d'autre, 1967), et le cas du remplissage du lac FRANKLIN ROOSVELT à Washington au Etats Unis (JONES, EMBODY et PETERSON 1961) où plus de 500 glissements se sont produits. La fuite des réservoirs et des barrages peut causer une rupture par une érosion interne régressive ou par une canalisation. Comme se développe, l'écoulement de l'eau augmente et le toit de la conduite ainsi créée peut s'affaisser et causer un glissement.

III.7.1.3 Vidange rapide :

L'expérience a montré qu'un versant baigné par un plan d'eau est fréquemment touché par des mouvements de pente lors de l'abaissement brutal de ce plan d'eau. On peut citer comme exemples, le glissement se produisant lors du drainage du lac Steep Rock en Canada (LEGG et BARTLEY, 1953) et le mouvement de pente pendant la vidange du réservoir Look Out Point en Oregon, Canada (POPE et ANDERSON, 1960). Cette instabilité provient de la pression de courant des eaux interstitielles du massif qui, en s'écoulant, charge le haut du massif. Ce type de mouvement provient particulièrement dans les digues, les barrages en terre, et le pied des versants des lacs artificiels.

III.7.2 Facteurs dynamiques:**III.7.2.1 Tremblement de terre et vibrations :**

C'est que les vibrations d'autres origines (machines vibrantes, engins de terrassement, battage de pieux, etc.). Ont les mêmes conséquences qu'un séisme. On peut évoquer le glissement de la province de Kansu en Chine de 1920, déclenché par un séisme (CLOSE et MC CORMICK 1922). Le glissement de Surte en Suède de 1950 qui s'est produit sur une argile sensible molle, il a été provoqué par les vibrations du battage des pieux (JACKOBSON, 1952). Le glissement se produisant à Turtle Montain à Alberta au Canada, il a été attribué par TERZAGHI (1950) à des opérations de mine dans la région.

III.7.2.2 Mouvements tectoniques :

Les mouvements tectoniques dans la croûte terrestre peuvent causer une augmentation de l'angle de la pente et depuis contribuer aux mouvements de pente.

III.7.2.3 Actions sismiques :

Les séismes, par la mise en vibration des éléments du sol et la modification des conditions de pesanteur peuvent être à l'origine de la déstabilisation des masses en place. Dans les milieux meubles saturés, un séisme donnant naissance à une pression interstitielle qui peut entraîner la liquéfaction instantanée, partielle ou totale du milieu.

III.7.3 Facteurs mécaniques :**III.7.3.1 Les actions mécaniques externes :**

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

1. Suppression de la butée de pied de versant

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

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

2. Implantation des surcharges sur un versant

Il peut s'agir d'un remblai (route, terrasse...etc.), d'un immeuble fondé superficiellement d'un mur de soutènement, d'une décharge, d'un stockage, d'un gros engin de chantier...etc. Lorsqu'elles sont placées en haute ou à mi- pente d'un versant, les surcharges sont fréquemment à l'origine d'un glissement de terrain. A l'inverse, les surcharges de pied de versant, par le couple stabilisateur qu'elles apportent, accroissent pratiquement toujours la stabilité du site.

III.7.3.2 Terrassements :

Cette action mécanique a des répercussions défavorables sur la stabilité des talus lorsqu'elle n'est pas bien faite. On sait que la pente des versants représente un paramètre qui conditionne sa stabilité et qu'il existe une pente limite, au-delà de laquelle la rupture apparaisse. Parfois les travaux de terrassement changent la pente naturelle en dépassant cet angle limite (modification de la géométrie). La conséquence directe est que ce talus subit un déplacement. Les terrassements, en supprimant la butée de pied d'un versant, réduisent les moments stabilisateurs et ainsi le coefficient de sécurité qui engendre une instabilité.

III.7.3.3 Action de la pesanteur :

L'action de la pesanteur est le moteur principal du mouvement. La stabilité d'un bloc est donnée par le rapport entre les forces stabilisantes et les forces déstabilisantes. On parle du facteur de sécurité (F). Si celui-ci est inférieur à 1, il y a rupture de l'équilibre, et s'il est supérieur à 1, il y a conservation de l'équilibre. Si l'on augmente le poids d'un bloc ou d'une portion de terrain, cela engendrera une augmentation des forces déstabilisantes et le rapport F diminuera jusqu'à atteindre le seuil d'équilibre limite avant rupture. L'action de la pesanteur en tant que facteur de mouvement, est intimement liée à l'action anthropique, car le plus souvent l'homme change les conditions du milieu vers et parfois au-delà de la limite de rupture, soit par surcharge, soit par suppression de la butée en pied. [9]

III.7.3.4 Action de déboisement :

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

Le rôle stabilisateur des arbres tient à plusieurs facteurs :

- **L'ancrage par les racines** : Le terrain du versant se trouve emprisonné dans un radicaire dense et donc il est stable.
- **Le drainage par l'évapotranspiration** : Les arbres prélèvent dans le terrain une quantité d'eau considérable par l'évapotranspiration.
- **La rétention des eaux de pluie** : La couverture végétale permet la rétention des eaux pluviales qu'elles ne viennent pas imbiber la masse de terrain.
- **La protection contre l'érosion** : La couverture végétale représente un tapis protecteur qui réduit fortement l'action du ruissellement superficiel.

A l'inverse, l'action de la végétation peut être déstabilisante en :

- Chargeant le versant ;
- Favorisant l'infiltration ;
- Interceptant l'énergie éolienne et induction des forces de traction dans le sol ;
- Créant une structure étagée : roche mère, roche altérée et sol compacté par la structure des racines ;
- L'élargissement des fissures dans un massif fissuré et leur progression en profondeur par le développement des racines et par suite augmentation des forces motrices à l'écoulement.

Sur le terrain, la végétation peut être indicatrice des glissements, il est possible de localiser et de délimiter les différentes parties d'un glissement à partir de la tenue des arbres ; arbres en pipe, arbres inclinés, paquets d'arbres isolés. (Figure III.2)

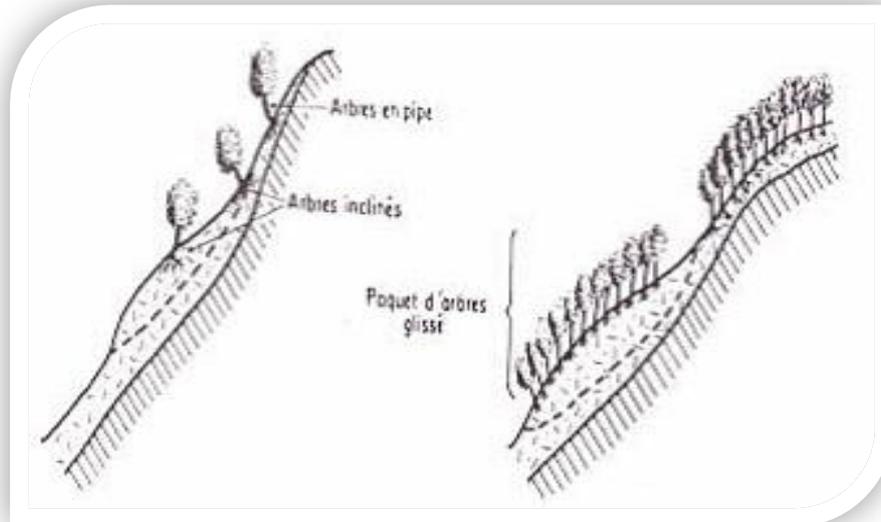


Figure III.2 Relation entre mouvement de pente et végétation (A. FARES, 1994)

III.7.3.5 Actions anthropiques :

L'action anthropique qui influe sur l'aléa : lors des chantiers de construction, les opérations de terrassements peuvent entraîner la suppression d'une butée de pied stabilisatrice d'une masse de terrain, ou bien augmenter la pente d'un versant composé de matériaux pas assez cohérents pour cette nouvelle topographie. Le remblai engendre une surcharge pouvant déclencher ou aggraver un glissement. [25]

III.7.3.6 Surcharges sur un versant :

Cette surcharge peut être un remblai, un immeuble, un mur de soutènement, une décharge, etc. qui se trouve en tête ou à mi-pente d'un versant. L'augmentation de la charge et du moment moteur crée une diminution du coefficient de sécurité qui est favorable à l'apparition d'une rupture rationnelle.

III.7.3.7 Phénomène du retrait-gonflement :

Pour bien comprendre l'impact du phénomène sur le glissement de terrain, citons l'expérience réalisée par U. NASCIMENTO (1953) : Un échantillon d'argile est successivement desséché puis humidifié plusieurs fois de suite. Posé sur une surface horizontale, il conserve sa position. Mais sur une surface inclinée, il progresse doucement vers le bas, donc le retrait/gonflement de l'argile favorisent l'action de la pesanteur (reptation des talus). Sous un climat semi-aride, les massifs argileux prennent leur maximum de retrait et se fissurent très profondément (diminution de la résistance mécanique). Après, lorsque les pluies surviennent toutes les fissures se remplissent d'eau en causant le gonflement de l'argile, où la résistance au cisaillement diminue d'avantage et une coulée boueuse peut s'amorcer.

III.8 Conclusion :

Beaucoup de difficultés surviennent quand il s'agit de classer les mouvements de pente. Certains s'interrogent même sur la légitimité d'une telle entreprise, à cause de la diversité des facteurs d'instabilité et des paramètres à prendre en compte, malgré qu'elle réduise la complexité de ces événements. Ceci est bien représenté par le fait qu'il y a d'autres phénomènes, comme le ravinement. Aussi, dans une perspective de gestion du risque, faire la différence entre les familles de mouvements de pente est primordiale. Ainsi, il faut noter l'importance de la cinématique du développement de la rupture et du déplacement des masses rompues, où l'eau joue très souvent un rôle majeur.

IV.1 Introduction :

Le renforcement des sols est un domaine récent et particulier de l'amélioration des sols. Il recouvre des techniques qui consistent à placer des inclusions résistantes au sein du sol. L'incorporation dans le sol d'éléments de renforcements linéaires (armatures, clous métalliques,.....) ou bidimensionnels (nappes géotextiles, géogrilles,...) destinés à assurer ou à améliorer la stabilité d'ouvrages, se fait tout naturellement dans le cadre de l'approche calcul à la rupture. Tous comme les sols constitutifs, ces renforcements sont considérés comme des éléments résistants (la stature de ces renforcements est ambigu dans cadre des méthodes classiques de stabilité) caractérisés par un critère de résistance. [44]

IV.2 Définition des sols renforcés :

Le renforcement des sols consiste, dans son principe, à associer un sol à des éléments résistants de manière à former un matériau composite. Les sols renforcés (terres armées) sont fréquemment utilisés pour différentes structures tel les talus, les murs de soutènement et les fondations réalisées sur des sols de très faible portance.

IV.3 Types de renforcement :

Il existe une très grande variété d'éléments de renforcement utilisés dans la pratique et que l'on classe généralement suivant leur forme géométrique ; unidimensionnelle (linéaire) bidimensionnelle ou tridimensionnelle. En outre, un grand nombre de matériaux constitutifs sont possibles : acier, fibres de verre, géotextiles et produits apparentés (matières plastiques) etc. [27]

Tableau IV.1 : Classification des techniques de renforcement suivant les éléments de renforcement utilisés

Type de sol	Technique de renforcement des sols		
	Renforcements unidimensionnels (linéaires)	Renforcements bidimensionnels	Renforcements tridimensionnels
Sols rapportés	Terre Armée (armatures métalliques)	Treillis métalliques horizontaux	Micro renforcements (disquettes, plaquettes)
Sols rapportés	Procédé Freyssisol (armatures en matière synthétique)	Mur Tervoile (treillis verticaux)	Fibres (métalliques, géosynthétiques)

Sols rapportés	Murs VSL (bandes de treillis métalliques)	Nappes en géosynthétiques (géotextiles, géogrilles, géocomposites)	Tex sol (fil continu)
Sols rapportés	/	Procédés utilisant des Pneu sol, Arma-Pneu sol, Pneu-TEX)	/
Sols en Place	Microporeux (groupes ou réseaux)	/	/
Sols en Place	Clouage en soutènement et en pente	/	/

IV.4 Principe du renforcement par inclusion rigide :

Le principe du renforcement est illustré par la (Figure VI.1). La charge appliquée en surface est transmise à un substratum rigide par l'intermédiaire de la combinaison d'un réseau d'inclusions rigides et d'un matelas de transfert de charge.

- ❖ Les inclusions rigides sont mises en place à travers l'horizon compressible et permettent de transférer les charges vers le substratum par le développement d'un effort de pointe et de frottements le long de l'inclusion. Des dalles peuvent être mises en place au niveau des têtes d'inclusion afin d'augmenter la surface de reprise des charges.
- ❖ Le matelas de transfert de charge est disposé entre le sol compressible renforcé par les inclusions et l'ouvrage en surface. Sa fonction est de réduire et d'homogénéiser les tassements sous l'ouvrage en assurant le transfert des charges vers les têtes d'inclusion le matelas de transfert de charge est constitué de sol granulaire. le tassement différentiel en base du matelas entre les inclusions rigides et le sol compressible induit du cisaillement dans le sol granulaire et donc la formation de voûtes qui assurent le transfert des charges vers les têtes d'inclusion. l'homogénéisation et la réduction des tassements en surface. La présence de ce matelas différencie cette technique de celle des pieux. car les inclusions sont désolidarisées de l'ouvrage en surface.
- ❖ Afin d'augmenter le report des charges vers les inclusions, une nappe de renforcement géo synthétique peut être disposée en base du matelas. le tassement différentiel entre les

têtes d'inclusion et le sol compressible induit la mise en tension de la nappe qui contribue au report de charge par effet membrane.

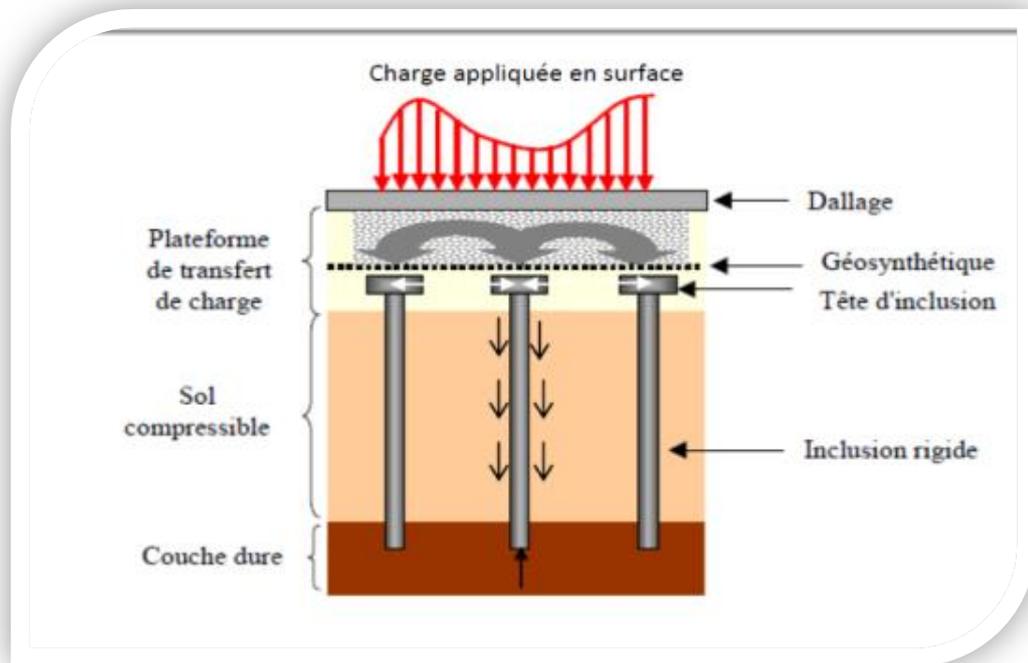


Figure IV.1 Schéma de principe d'un renforcement par Inclusions Rigides

L'inclusion rigide constitue une alternative intéressante aux techniques plus traditionnelles telles que le pré-chargement ou la mise en place de drain vertical. Cette technique consiste à mettre en place un réseau d'inclusions à travers les couches compressibles afin de transférer les charges vers un volume plus rigide. Par conséquent l'inclusion rigide augmente la capacité portante et réduit les tassements du sol. On envisage ce type de fondation pour des ouvrages de types remblais, dallages, silos. Par cette méthode on améliore les caractéristiques mécaniques du sol trop compressible et limite les tassements importants de l'ouvrage à construire.

La plus part du temps, la technique d'inclusion rigide est associée à la mise en place d'un « matelas de répartition de charge » entre les inclusions et le sol compressible. Sa présence va contribuer au transfert des charges vers les inclusions par la formation de voutes dans le sol granulaire constituant cette partie de l'ouvrage. Ainsi ce matelas assure la répartition des charges entre les inclusions et le sol compressible. Ce qui va permettre diminuer et homogénéiser les tassements en surface du massif de fondation.

IV.5 Les géosynthétiques :

IV.5.1 Définition :

Les géosynthétiques sont des produits dont au moins l'un des constituants est à base de polymère synthétique ou naturel. Ils se présentent sous forme de nappe, de bande ou de structure tridimensionnelle utilisés en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans les domaines de la géotechnique et du génie civil.

Les géosynthétiques peuvent être produits à partir de différents polymères, polyester (PET), polyvinyle alcool (PVA), polypropylène (PP). L'avantage du PET est un faible allongement lié à une grande résistance à la traction (haute ténacité). L'avantage du PVA est un allongement extrêmement bas et une excellente résistance chimique. L'avantage du PP est aussi une très bonne résistance chimique avec un allongement acceptable.

IV.5.2 Types de géosynthétiques :

Le type de géosynthétiques dépend de l'élément constituant, la fibre et la méthode employée on distingue les géosynthétiques à :

- Une dimension (1D) : bandelettes, filaments.
- Deux dimensions (2D): produits plans, avec des dimensions typiques de l'ordre de 3-5m de largeur et d'environ 50-300m de long, tandis que l'épaisseur de l'ordre de quelques millimètres;
- Trois dimensions (3D) : produits volumétrique - dans ce groupe, nous pouvons inclure principalement les géocellules (geocells), qui ont la troisième dimension (hauteur) dans la fourchette comprise entre environ 0,1 et 0,25 m; très souvent ils sont fabriqués à partir de bandes qui sont localement connectées et une fois étirées les cellules 3D sont créées, par exemple, sous forme de nid d'abeilles. [40]



Figure IV.2 Exemple de géocellules

Les géosynthétiques les plus utilisés sont les produits plans et parmi eux, il est possible de distinguer: les géotextiles, les géomembranes (membrane plane imperméable à partir de polymères d'épaisseur entre environ 0,5 et 3 mm), les géogrilles, les géocomposites (produits créés par la combinaison de plus d'un géosynthétiques).



Figure IV.3 Exemple de géocomposites

Le bon fonctionnement du renforcement exige de la part du géosynthétiques, un faible allongement sous sollicitation, et un choix judicieux doit être réalisé en fonction du type de sol. Pour des sols graveleux et non cohésifs (par exemple sables et graviers), les géogrilles conviennent mieux, tandis que les géotextiles tissés et les géocomposites sont plus adaptés aux sols fins et homogènes (argiles). [40]

IV.5.3 Principaux caractéristiques des géosynthétiques :

Une inclusion géosynthétiques de renforcement doit remplir les deux fonctions suivantes:

- Avoir une bonne résistance à la rupture
- mobiliser le frottement du sol. [27]

IV.5.3.1 Séparation et filtration :

IV.5.3.1 La séparation : est la prévention du mélange de deux sols ou de matériaux de remblai adjacents de nature différente par l'emploi d'un géotextile ou d'un produit apparenté aux géotextiles évitant ainsi la dégradation de leurs caractéristiques intrinsèques dans la construction. Cette exigence apparaît le plus souvent dans le génie civil (routes et voies ferrées) ou sous les constructions de fondations de grande surface. La pérennité de la séparation des couches assure la fonction essentielle de chacune sur la durée. Dans de nombreux cas, il est nécessaire, outre la séparation, d'assurer en même temps le renforcement (par exemple pour améliorer la portance des couches inférieures) ou la filtration (c'est-à-dire empêcher la migration des fines particules avec la migration de l'eau vers la couche protégée). Il est possible d'assurer à la fois la fonction de séparation et de renforcement par l'utilisation

d'un géotextile tissé à allongement contrôlé et haute résistance en traction. Dans le cas de la filtration, si les caractéristiques requises sont d'un niveau courant (hors filtration des argiles par exemple), les géotextiles tissés conviennent mieux que les géotextiles non tissés. [7]

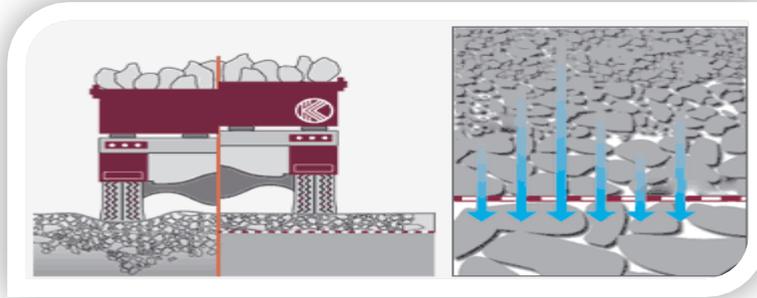


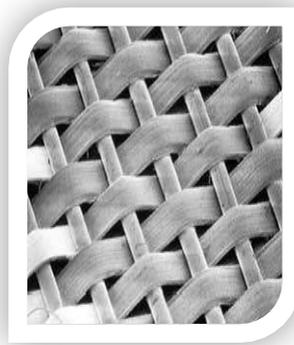
Figure IV.4 l'utilisation des géosynthétiques dans la séparation et filtration

IV.5.3.2 Drainage et filtration :

Les géosynthétiques peuvent être utilisés efficacement comme drains et filtres dans les travaux de génie civil et de génie environnemental en substitution des matériaux granulaires traditionnels ou en association avec ceux-ci. Les géosynthétiques sont plus facile à installer sur site et généralement moins onéreux, car il est souvent difficile de disposer des matériaux granulaires conformes aux spécifications et leur source d'approvisionnement est souvent éloignée et soumise à des restrictions environnementales (Figure IV.5). [7]



Géotextile non-tissé



Géotextile tissé (macro)



Géocomposites en drainage

Figure IV.5 Géosynthétiques en drainage et filtration

Les géotextiles et les géocomposites sont les types de géosynthétiques utilisés en drainage et filtration. Les principales applications concernent les murs de soutènement, les remblais les dispositifs anti-érosion, les installations de stockage de déchets, etc.

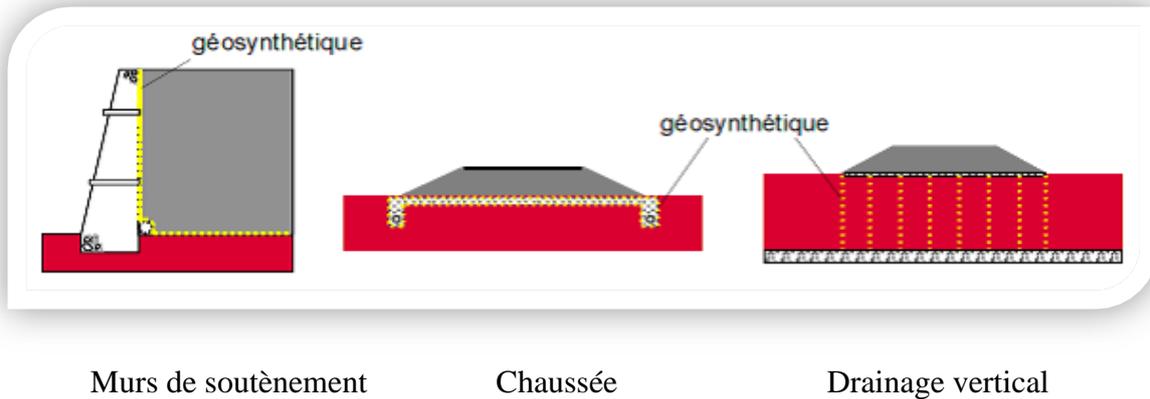


Figure IV.6 Applications de géosynthétiques comme drains et filtres

IV.5.4 Les géosynthétiques les plus utilisés :

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

- ❖ Les géotextiles
- ❖ Les géogrilles
- ❖ Les géocomposites. [7]

IV.5.4.1 Le renforcement par géotextiles :

Les géotextiles sont des produits textiles à bases de fibres polymères utilisés au Contact du sol dans le cadre d'applications dans le domaine de la géotechnique et du génie civil. Leurs domaines d'utilisations sont très vastes et concernent aussi bien la géotechnique routière, les centres de stockage de déchets, les aménagements hydrauliques, la stabilisation des sols et le renforcement des fondations. [7]

IV.5.4.1.1 Les différentes fonctions des géotextiles :

1. La séparation : Le géotextile (figure IV.7), lorsqu'il assure une fonction de séparation est placée entre deux sols très dissemblables par leur granulométrie, l'un fin et l'autre plus grossier, et a pour vocation de conserver l'intégrité et les performances de chacun des matériaux. Il empêche l'interpénétration des deux milieux, sans être un obstacle à la circulation des fluides.

2. La filtration : Un géotextile jouant un rôle de filtre doit autoriser le passage d'eau perpendiculairement à son plan, mais pas celui des particules de sol. Le géotextile assurant cette fonction doit être plus perméable que le sol à filtrer.

3. Le drainage : Lorsqu'il est utilisé en tant que drain, un géotextile permet un écoulement dans son plan de pose.

4. Le renforcement : Le géotextile utilisé en renforcement améliore la résistance mécanique d'un massif de sol dans lequel il est inclus. Le géotextile améliore à la fois la résistance à la traction du massif et sa capacité à se déformer avant la rupture. [40]

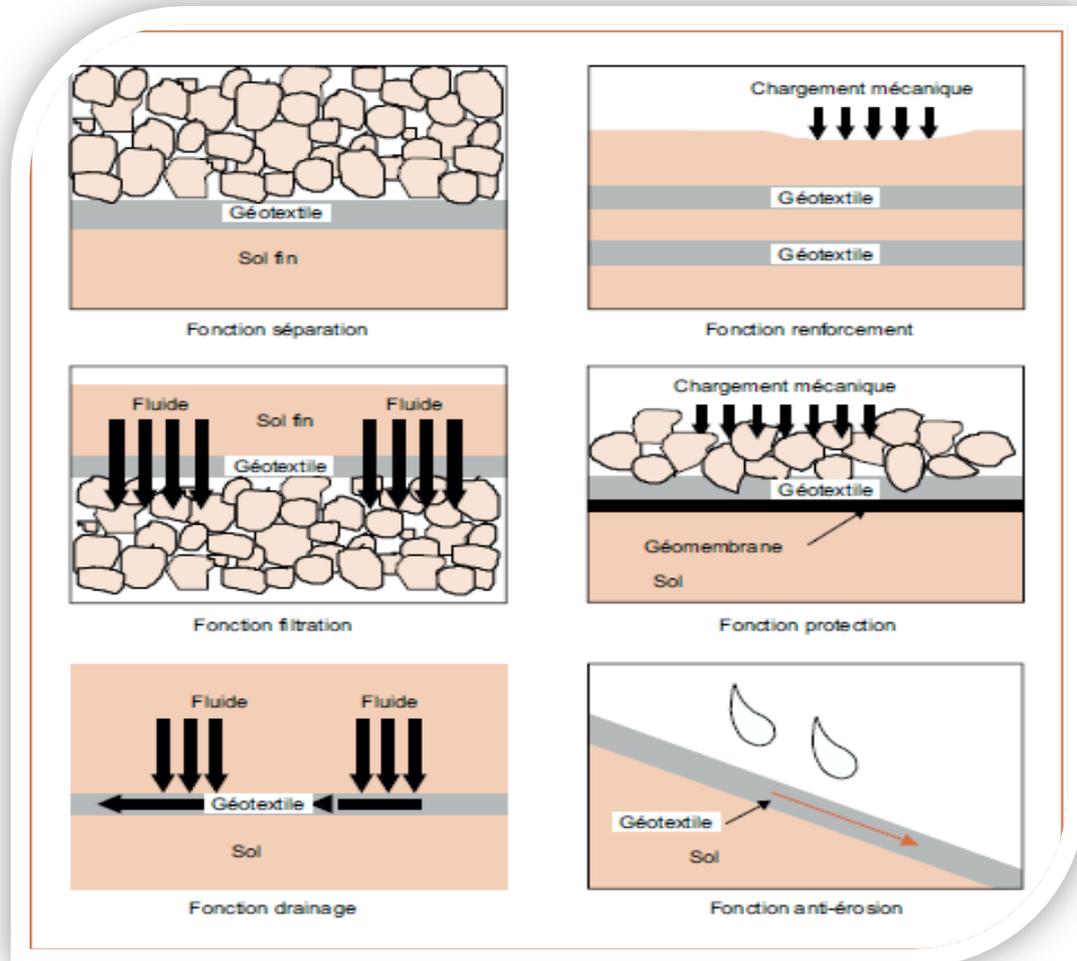


Figure IV.7 Les différentes fonctions des géotextiles

IV.5.4.1.2 Analyse de stabilité d'ouvrage renforcé par géotextiles :

On sait qu'une des particularités de ce type de renforcement est que, à la différence de la terre armée par exemple, les capacités de résistance des éléments géotextiles introduits dans le sol ne sont pleinement mobilisées qu'au terme d'une phase où ils ont subi des déformations importantes pouvant conduire à des changements de géométrie de l'ouvrage. Il semblerait donc que, pour dimensionner de tels ouvrages l'on soit contraint d'abandonner l'idée même de calcul à la rupture qui consiste précisément à raisonner à géométrie donnée (c'est-à-dire qu'en pratique les matériaux constitutifs atteignent leurs limites de résistance dans le domaine des petites déformations), renforcé

par un certain nombre de nappes géotextiles disposées horizontalement(Figure IV.8).
[30]

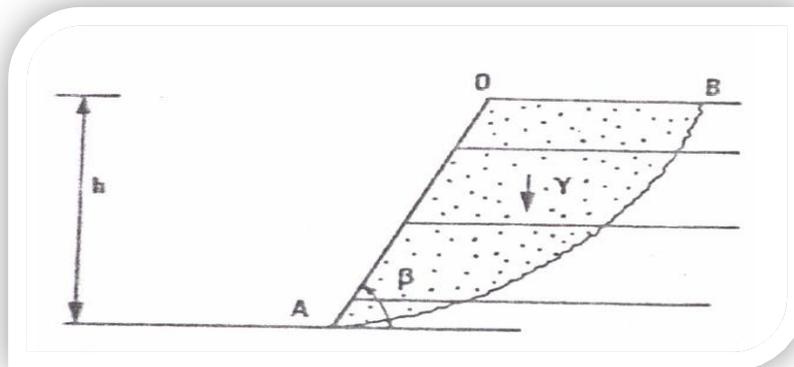


Figure IV.8 renforcement d'une pente par nappes géotextiles

Dans le domaine du génie civil, l'imperméabilisation consiste à installer des géosynthétiques pour empêcher les écoulements d'eau et de produits polluants vers le sol naturel. On utilise généralement cette fonction des géosynthétiques pour les fossés ou les bassins contigus aux routes. Ce procédé vient en remplacement d'une couche d'argile d'épaisseur variable. Le gain en matériaux utilisés et la facilité d'installation du système le rendent très approprié à de nombreux chantiers (bassins de rétention réservoirs...)

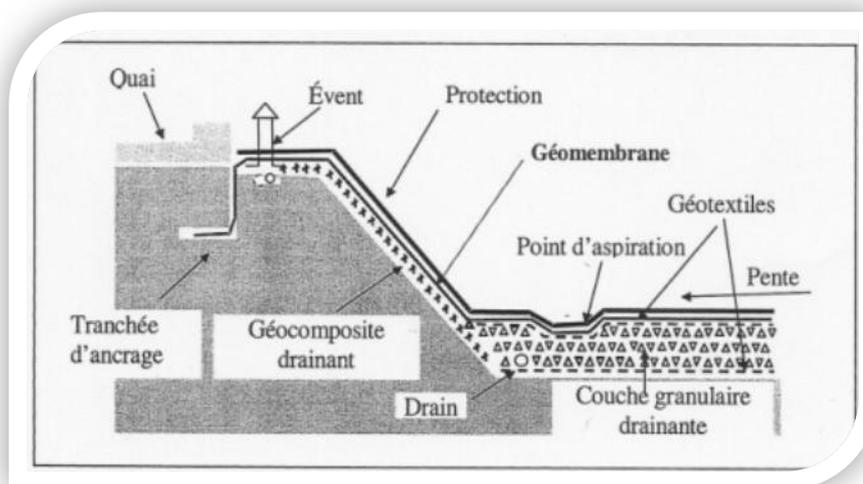


Figure IV.9 Exemple de complexe géotextile

IV.5.5 Les applications des géosynthétiques :

Les géosynthétiques sont utilisés en solution pour beaucoup d'applications et les plus importantes sont les suivantes: [1]

IV.5.5.1 Renforcement de sol :

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



Figure IV.10 Renforcement de sol

IV.5.5.1.1 Augmentation de la portance des remblais routiers et des constructions routières et ferroviaires :

L'utilisation des géosynthétiques est un des procédés les plus efficaces pour augmenter la portance, particulièrement là où les caractéristiques mécaniques du terrain ne peuvent garantir le niveau espéré de stabilité et de portance.

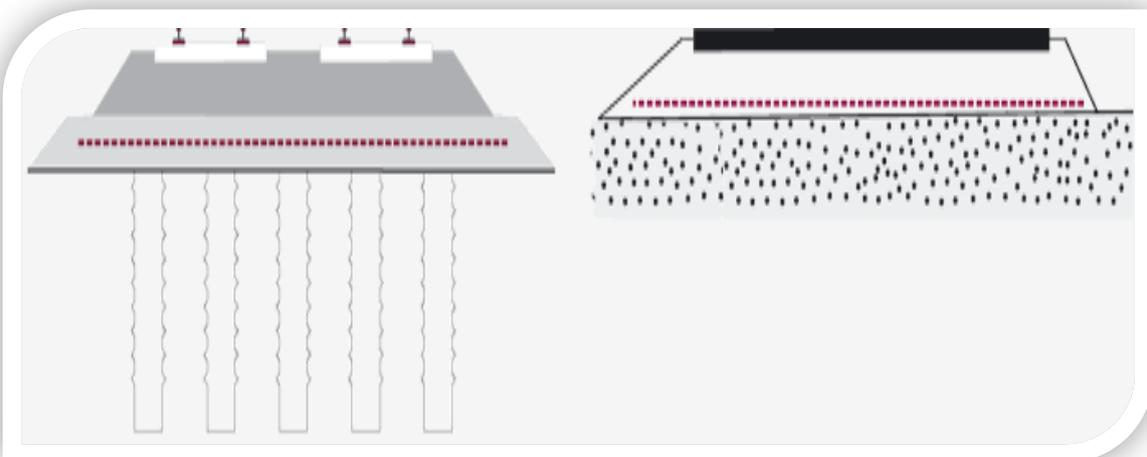


Figure IV.11 remblai renforcé par géogridde

Les géosynthétiques sont utilisés dans la construction routière ou similaire pour éviter les affaissements, reprendre les forces dues aux chargements et aussi réduire les épaisseurs de matériau granulaire souvent coûteux. Les géosynthétiques (particulièrement les géogrilles) se lient avec les matériaux granulaires, constituant un complexe efficace même avec des terrains tels que des tourbes ou des alluvions insuffisamment portantes.

Principaux avantages des géosynthétiques dans les constructions routières et ferroviaires:

- emplacement de la construction même sur des terrains à faible portance;
- renforcement des remblais au-dessus des pilotis;
- diminution de la déformation du corps de remblai;
- séparation du matériau à gros grain des couches inférieures;
- utilisation de terrains inconvenables;
- possibilité de vitesses supérieures sur les voies de communication.

IV.5.5.1.2 Constructions de murs en remblai renforcée par géosynthétiques et renforcement des talus raidis :

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

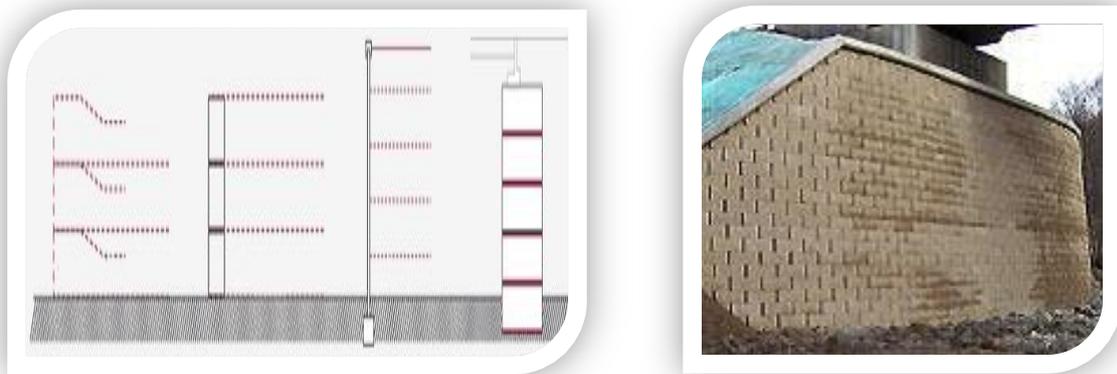


Figure IV.12 Murs en terre renforcée par géogrilles

Le parement de l'ouvrage peut être réalisé au moyen de gabion ou éléments béton (éléments préfabriqués ou panneaux en L), le géosynthétique servant d'armature horizontale. Dans le cas où l'angle de frottement interne du remblai est peu différent de l'angle du talus raidi, il n'est pas nécessaire de renforcer le parement du remblai. Il suffit d'envelopper totalement le remblai avec le géosynthétique.

Dans ce cas, la face de l'ouvrage est formée par le géosynthétique lui-même avec ajout de géotextile non-tissé ou d'une géogrille anti-érosion recouverte d'une faible couche de terre végétale entre les mailles de la géogrille. La surface de parement doit toutefois être protégée contre l'érosion, par exemple par un géogrille anti-érosion. [7]

IV.5.5.1.3 Avantages de l'utilisation de géosynthétiques pour le renforcement :

- amélioration des caractéristiques mécaniques des sols;
- réduction de l'interpénétration des matériaux d'apport avec les sols en place et diminution des mouvements de terre;
- réduction du mélange indésirable de terres et diminution des exigences de transfert de matériau;
- modification des structures routières et ferroviaires pour en augmenter les capacités;
- diminution des emprises;
- création de merlons anti-bruit d'aspect naturel;
- réduction des délais de construction (possibilité de travailler pendant la période hivernale);
- augmentation de la sécurité et de la stabilité des remblais;
- préservation de l'aspect naturel du paysage;
- optimisation des coûts de construction. [27]

IV.5.5.2 Le renforcement par géogrilles :

Les géogrilles sont classées parmi les produits géosynthétiques. Elles se présentent sous la forme de grilles monolithiques, tissées ou à fils soudés dont la maille peut avoir des formes diverses. En particulier, on peut distinguer les géogrilles uni axiales ayant une résistance à la traction plus élevée dans une direction que dans la direction perpendiculaire et dont la maille est allongée, et les géogrilles bi axiales ayant la même résistance dans les deux directions du maillage qui, dans ce cas, est carré. La figure IV.14 présente le détail d'un géogrille uniaxial. [7]

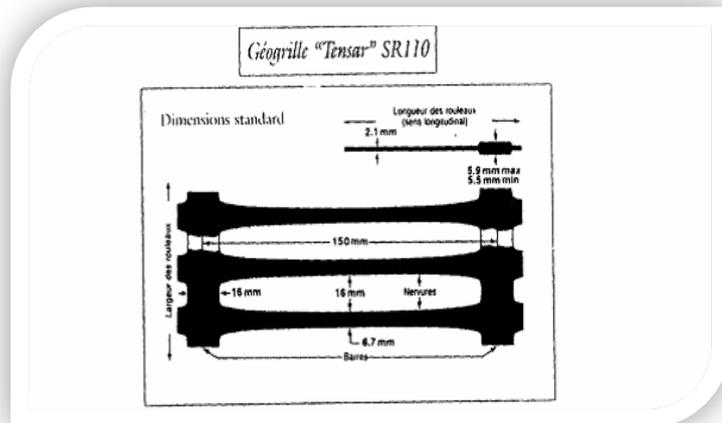


Figure IV.13 Exemple de géogridle uniaxial

• **les avantages :**

- bonne résistance à l'endommagement.
- excellente perméabilité (colmatage impossible).

• **les inconvénients :**

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

Les géogridles se différencient selon leur matériau constitutif et selon leur mode de fabrication. Elles peuvent donc être :

- thermoformées
- extrudées (Figure IV.14)
- sous forme de bandes extrudées soudées
- tissées (Figure IV.15)
- poinçonnées. [31]

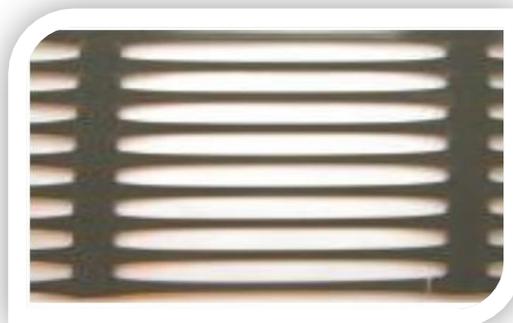
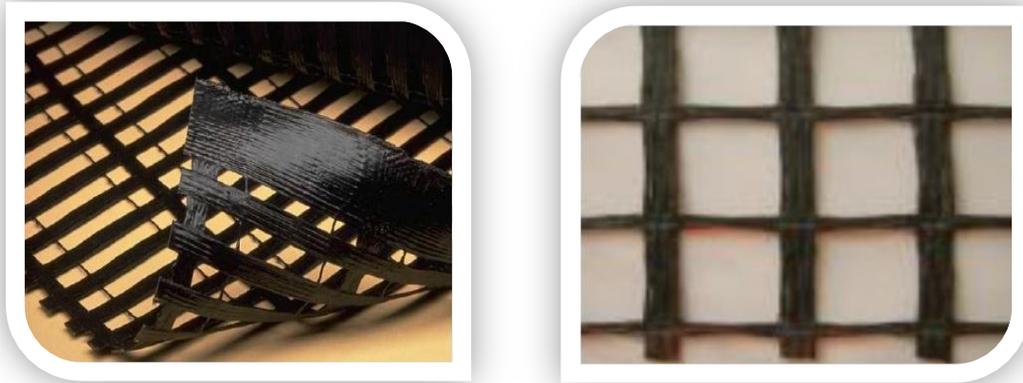


Figure. IV.14 Géogridles extrudé



(a) uniaxiale

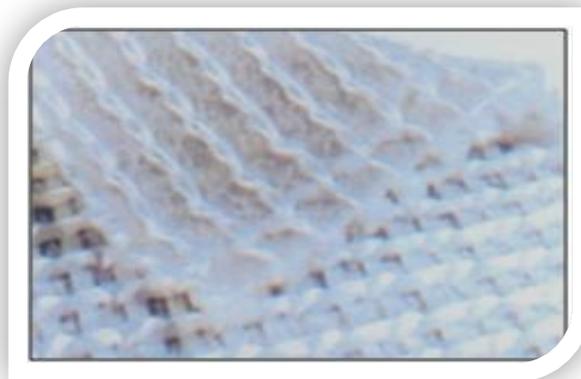
(b) biaxiale

Figure IV.15 Géogrille tissé

IV.5.5.3 Les géocomposites :

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

Un géocomposite de renforcement apporte en une pose, les avantages du géotextile non-tissé et ceux d'un géosynthétique de renforcement, géotextile tissé, tricoté ou géogrille. Les différents composants peuvent être assemblés liés par couture ou soudure thermique. [27]

**Figure IV.16** Géocomposites

IV.6 La technique pneu sol :

Cette technique est assurée par des niveaux pneumatiques usagés de véhicules légers reliés entre eux par sangles polyester ou attaches métalliques et dont les flancs sont entièrement découpés comme le montre la (figure IV.17). [7]

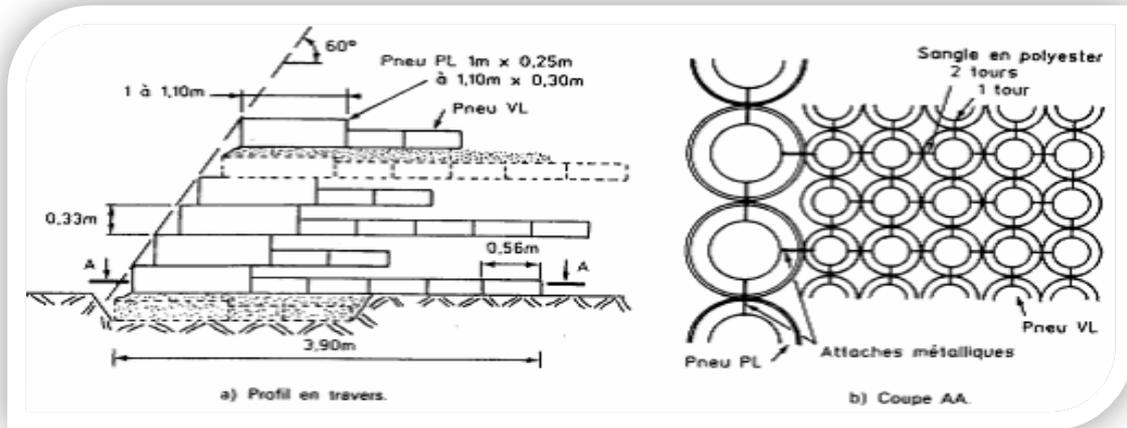


Figure IV.17 Technique Pneu sol

IV.7 Le renforcement par grillages ou par treillis métalliques :

Le renforcement par treillis métalliques s'apparente à la technique Pnutex, les géotextiles étant remplacés par des treillis. Cette technique est appelée Armapneusol et a l'avantage d'être utilisable avec des sols contenant de très gros éléments. Une autre technique consiste à mettre en œuvre des grillages sur lesquels le sol est compacté. C'est le système Terramesh dont le parement est en gabions. Une technique dérivée (Terramesh Vert) permet une revégétalisation du parement grillagé. On peut noter que pour le remplissage des gabions, les gros éléments issus de l'écrêtage des matériaux de torrent pourraient être utilisés, à condition qu'ils soient eux-mêmes écrêtés pour supprimer les très gros éléments. [2]

IV.8 Le renforcement par ancrages :

Il s'agit de renforcer le sol par des barres métalliques au bout desquelles sont placés des blocs d'ancrage. Le renforcement est ainsi assuré par frottement ainsi que par contre butée. Les barres ont une section ronde pour réduire la surface soumise à la corrosion et sont liées au parement composé d'écailles en béton. La (Figure IV.18) montre le principe de renforcement par ancrages. [7]

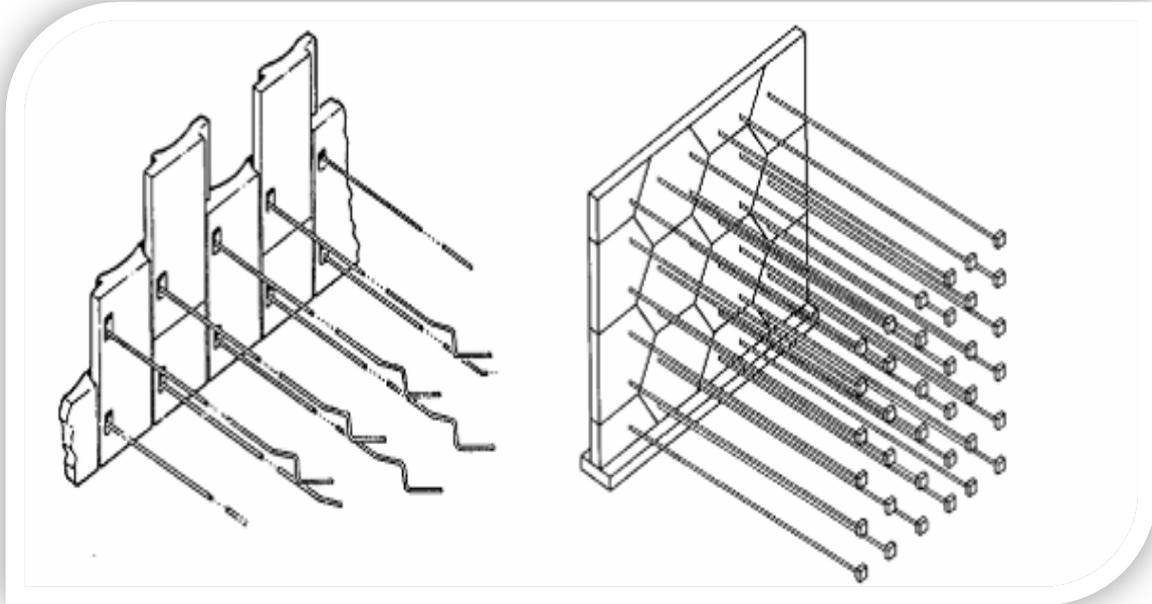


Figure IV.18 Renforcement par ancrages

Une autre technique consiste à lier chaque élément préfabriqué en béton à une butée d'ancrage par l'intermédiaire d'une bande en polymère comme indiqué dans la (Figure IV.19).

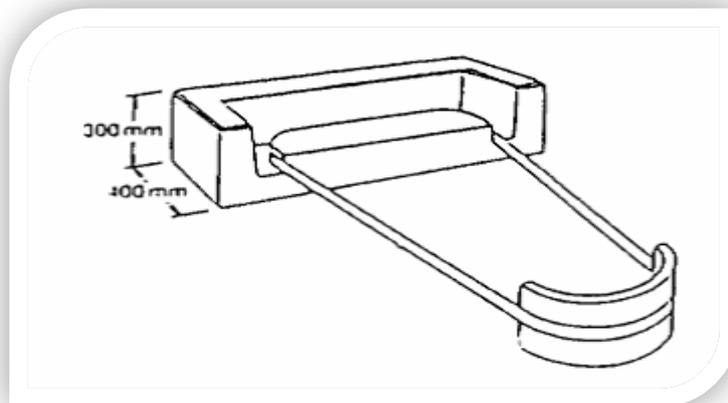


Figure IV.19 Bande en polymère

IV.9 Les différentes étapes de l'installation renforcement:

- 1☐ Préparation de la fondation et mise en place du coffrage sur le devant
- 2☐ Pose du premier niveau des géogrilles sur le devant

- 3□ En plusieurs couches de 30 cm, réalisation du niveau renforcé de base
- 4□ Compactage méticuleux du premier niveau du sol
- 5□ Scellement du premier niveau avec le rabat de la grille vers l'intérieur
- 6□ Répétition des opérations 1-5 pour les niveaux suivants; ensemencement hydraulique en couches épaisses sur tout le parement vertical.

La (Figure IV.20) présente les différentes étapes de réalisation d'un mur en terre armée. [7]

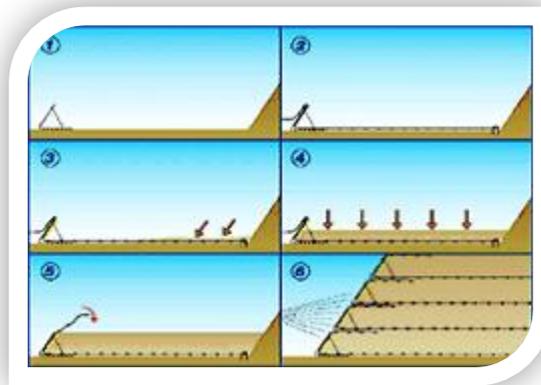


Figure IV.20 Les étapes d'installation du mur en terre armée

IV.10 Conclusions :

Les différentes techniques de soutènement de type traditionnel notamment parois moulées rideaux de palplanches..., utilisées à travers le monde coutent très chères aux collectivités et restent difficilement maitrisables nécessitant une technicité élevée, c'est pourquoi les ingénieurs ont été contraint d'améliorer ces procédés et optimiser les couts. Des essais et des tentatives ont été faits pour optimiser ces procédés notamment l'utilisation des géosynthétiques qui demeure jusqu'à présent une solution rentable et efficace à ce genre de problème. Les techniques de renforcement par géosynthétiques ont permis de répondre aux exigences et objectifs des donneurs d'ordre en offrant des solutions alternatives avec de nombreux avantage.

A la fin, on peu dire qu'un choix judicieux doit être réalisé en fonction du type de sol. Pour des sols graveleux et non cohésifs (par exemple sables et graviers), les géogrilles conviennent mieux, tandis que les géotextiles tissés et les géocomposites sont plus adaptés aux sols fins et homogènes (argiles).

V.1 Introduction :

PLAXIS est un logiciel d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le logiciel utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. Les utilisateurs sont supposés être capables de travailler dans un environnement Windows, pour se familiariser rapidement avec l'utilisation de cette interface et avec les caractéristiques principales du programme. L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (*Input Calculations, Output et Curves*). [5]

V.2 Présentation Plaxis v 8.2 :

Plaxis v8 est un logiciel d'éléments finis destinés à l'analyse de la stabilité et des déformations concernant les ouvrages géotechniques en « 2D ». Ce logiciel répond à la nécessité des lois de comportement avancées en géotechnique pour la simulation du comportement des roches et des sols, qui n'est pas linéaire et anisotropique et dépendant du temps. Pour l'analyse des matériaux polyphases, le programme prend en compte les pressions interstitielles en utilisant des procédures spéciales. [5]

V.3 Le logiciel d'entrée des données (Input) :

Cette icône représente le programme d'entrée des données (*Input*). Ce programme contient tout ce qui est nécessaire pour créer et modifier un modèle géométrique, pour générer le maillage d'éléments finis correspondant et pour générer les conditions initiales. La génération des conditions initiales est faite dans un menu spécifique du programme Input (mode conditions initiales). La description se concentre tout d'abord sur la création d'un modèle géométrique et d'un maillage d'éléments finis. [28]

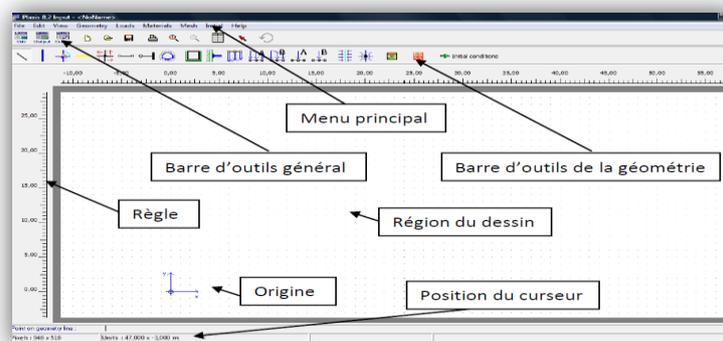


Figure V.1 Menu de la fenêtre des entrées du programme

- **Le menu d'entrée des données (INPUT) :**

Le menu principal du programme d'entrée des données contient des menus déroulant relatifs à la plupart des options pour manipuler des fichiers, transférer des données, afficher des graphiques, créer un modèle géométrique, générer des maillages d'éléments finis et entrer des données en général. Le premier est composé des menus *File*, *Edit View*, *Geometry*, *Loads*, *Materials*, *Mesh*, *Initial* et *Help*. [17]

V.3.1 Réglages généraux :

La fenêtre des réglages généraux (*General settings*) apparaît lors de la création d'un nouveau projet et peut ensuite être ouverte depuis le menu *File*. Cette fenêtre contient les onglets de projet (*Project*) et de dimensions (*Dimension*).

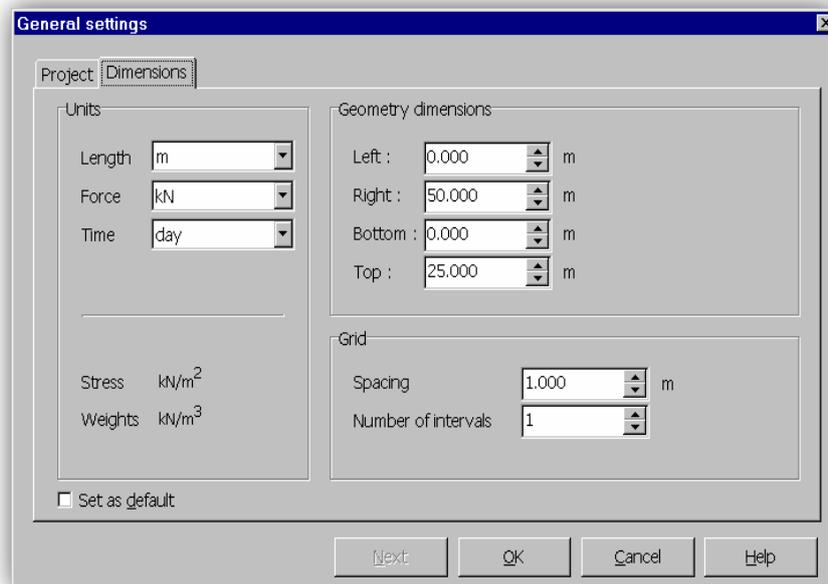


Figure V.2 Fenêtre de réglages généraux (onglet *Project*)

Les éléments :

L'utilisation des triangles à 15 nœuds implique une consommation de mémoire assez élevée et les calculs et la manipulation sont donc un peu ralentis. C'est pour cela qu'un type d'éléments plus simple est également disponible. Le triangle à 6 nœuds est un élément relativement précis donnant de bons résultats pour les analyses standards en déformations, à condition d'utiliser un nombre suffisant d'éléments. Cependant, il faut être prudent dans le cas de modèles axisymétriques ou dans des situations où une rupture (possible) est à prendre en compte, comme un calcul de capacité portante ou le calcul de coefficient de sécurité selon la méthode de *phi-c réduction*. [32]

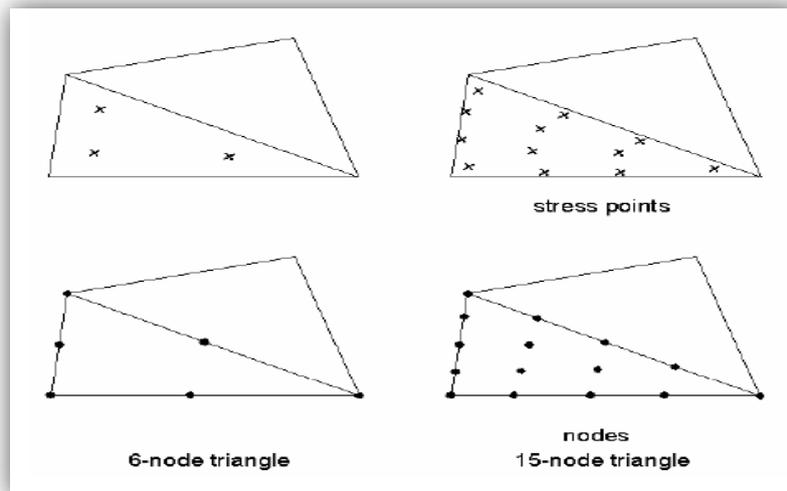


Figure V.3 Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol

Les unités :

Les unités de longueur, force et temps à utiliser dans l'analyse sont définies lorsque les données d'entrées sont spécifiées. Ces unités fondamentales sont à définir dans l'onglet *Dimensions* de la fenêtre de réglages généraux (*General settings*).

Les dimensions:

Au démarrage d'un nouveau projet, l'utilisateur doit spécifier les dimensions de la planche à dessin de manière à ce que le modèle géométrique à créer tienne dans ces dimensions.

V.3.2 Blocages :

Les blocages sont des déplacements imposés nuls. Ces conditions peuvent être appliquées sur des lignes géométriques comme sur des points. Les blocages peuvent être sélectionnés à partir du menu *Loads*. Dans le modèle géométrique, une distinction peut être faite entre les blocages horizontaux (*Horizontal fixity*) ($u_x = 0$) et les blocages verticaux (*Vertical fixity*) ($u_y = 0$). On peut également choisir un blocage total (*Total fixity*) qui est la combinaison des deux précédents ($u_x = u_y = 0$). [41]

V.3.3 Propriétés des matériaux :

Dans PLAXIS, les propriétés du sol et les propriétés des matériaux des structures sont toutes stockées dans une base de données. Il y a quatre types différents de matériaux : Sols et interfaces (*Soil & Interfaces*), plaques (*Plates*), géogrilles (*Geogrids*) et ancrages (*Anchors*). A partir de la base de données, ces paramètres peuvent être assignés à des couches de sol, ou aux éléments de structure dans le modèle géométrique.

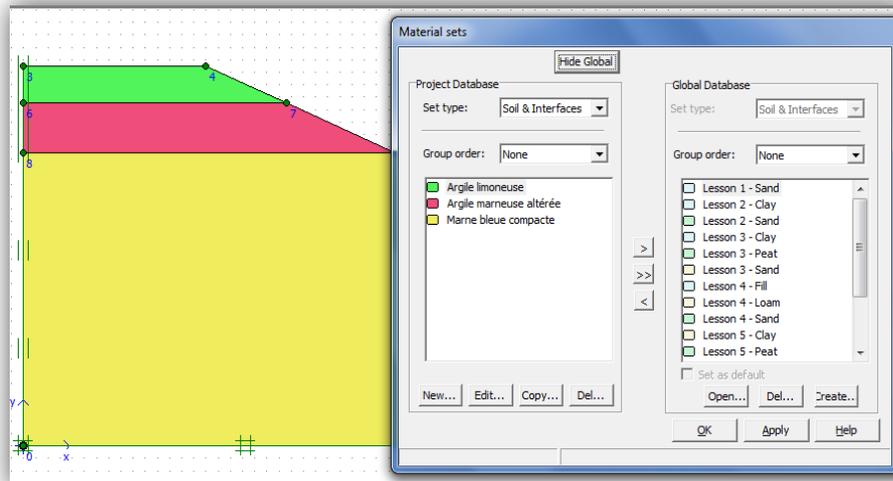


Figure V.4 Fenêtre des propriétés des matériaux (base de données du projet et base de données globale)

V.3.3.1 Modélisation du comportement d'un sol :

Les sols et les roches tendent à se comporter d'une manière fortement non linéaire sous l'effet d'un chargement. Le modèle bien connu de Mohr-Coulomb peut être considéré comme une approximation au premier ordre du comportement réel du sol. Ce modèle, élastique parfaitement plastique nécessite cinq paramètres fondamentaux qui sont : le module d'Young E , le coefficient de Poisson, ν , la cohésion, c , l'angle de frottement, ϕ , et l'angle de dilatance ψ . Comme les ingénieurs géotechniciens sont habitués à utiliser ces cinq paramètres, et qu'ils disposent rarement d'autres données, une attention particulière sera portée à ce modèle classique de comportement. PLAXIS contient également des modèles de sols plus avancés ces modèles et leurs paramètres sont décrits dans le manuel *Material Models*. [32]

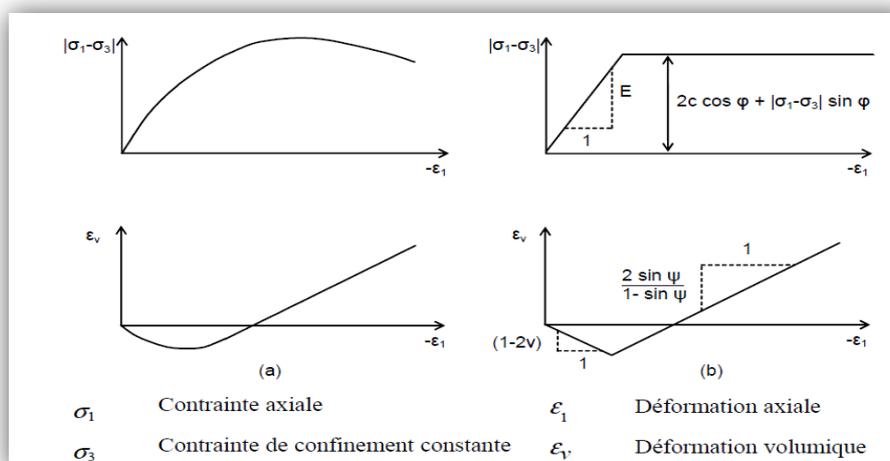


Figure V.5 Résultats d'essais triaxiaux standards (a) et modèle élasto-plastique (b)

V.3.3.2 Jeux de données pour les sols et les interfaces :

Les propriétés et paramètres associés aux éléments de sol sont saisis sous la forme de jeux de données. Les propriétés des interfaces sont reliées aux propriétés de sol et sont saisies dans les mêmes jeux de données que ces dernières. Un jeu de données pour un sol et des interfaces représente généralement une couche de sol donnée et peut être affecté aux éléments (*clusters*) correspondants dans le modèle géométrique. Le nom du jeu de données est indiqué dans la fenêtre de propriétés de la couche. Les interfaces présentes à l'intérieur ou autour de cette couche se voient attribuer le même jeu de données. Ceci est indiqué dans la fenêtre de propriétés de l'interface sous le libellé *<Cluster material>*.

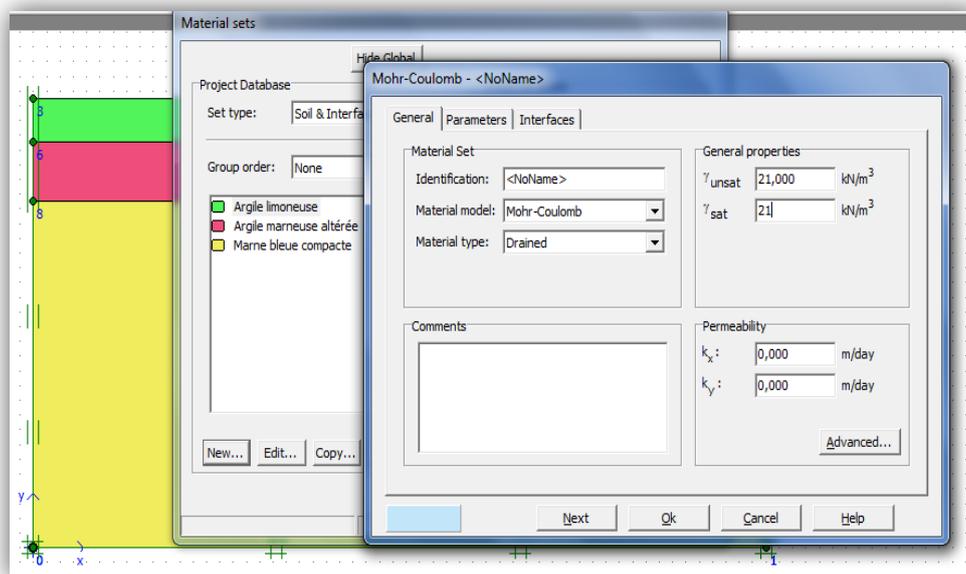


Figure V.6 Fenêtre des propriétés des sols et interfaces (onglet General)

Les types de comportement des matériaux (material type) :

En principe, dans PLAXIS, tous les paramètres de modélisation sont sensés représenter les caractéristiques effectives du sol, c'est-à-dire la relation entre les contraintes et les déformations pour le squelette solide. Les pressions interstitielles influencent significativement la réponse du sol. Pour permettre la prise en compte des interactions squelette solide-eau dans la réponse du sol PLAXIS offre le choix entre trois types de comportements pour chaque modèle de sol.

Le module d'Young (E) :

PLAXIS utilise le module d'Young comme module de déformation de référence dans le modèle élastique et le modèle de Mohr-Coulomb, mais d'autres modules de déformation sont également considérés. [43]

Le coefficient de Poisson (ν) :

Des essais triaxiaux standards drainés peuvent montrer une diminution significative de volume au tout début du chargement et révéler ainsi une faible valeur du coefficient de Poisson (ν). Dans certains cas, comme des problèmes de déchargement particuliers, il peut être réaliste d'employer une valeur initiale aussi faible, mais en général, pour le modèle de Mohr-Coulomb, l'utilisation d'une valeur plus élevée est recommandée.

Autres paramètres de raideur :

En plus du module d'Young, PLAXIS permet la définition d'autres modules de raideur tels que le module de cisaillement, G , et le module oedométrique, E_{oed} .

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (\text{V.1})$$

$$E_{\text{oed}} = \frac{(1-\nu)E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \quad (\text{V.2})$$

Lorsque l'utilisateur définit l'un de ces autres paramètres, PLAXIS retient la valeur du coefficient de Poisson et calcule le module d'Young correspondant.

La cohésion (c) :

La cohésion a la dimension d'une contrainte. PLAXIS peut manipuler des sables sans cohésion ($c=0$), mais certaines options ne fonctionneront pas bien. Pour éviter les complications, il est conseillé aux utilisateurs peu expérimentés d'entrer au moins une valeur faible (prendre $c > 0.2$ kPa).

L'angle de frottement (Φ):

L'angle de frottement Φ (phi) est entré en degrés. Des angles de frottement élevés, obtenus parfois pour des sables denses, augmenteront de manière substantielle la difficulté numérique des calculs plastiques.

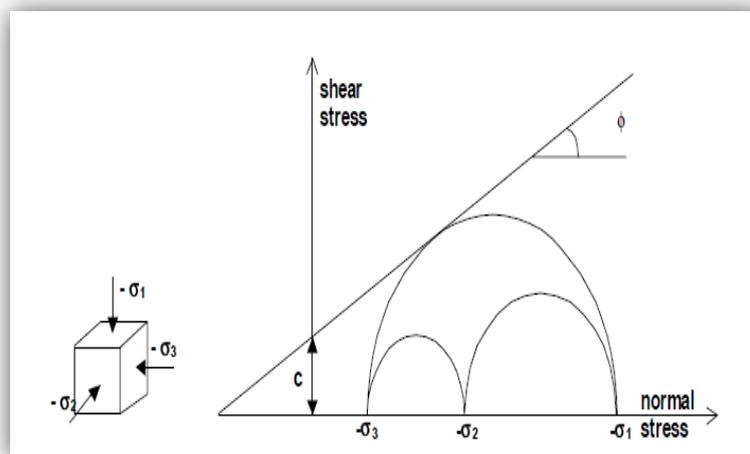


Figure V.7 Cercles de contrainte à la rupture ; l'un d'entre eux touche l'enveloppe de Coulomb

L'angle de frottement conditionne la résistance au cisaillement comme la (Figure V.7) le montre au moyen des cercles de contrainte de Mohr.

L'angle de dilatance (ψ) :

Le dernier paramètre est l'angle de dilatance noté ψ ; c'est le paramètre le moins ourant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

$$\psi = \varphi - 30^\circ \text{ pour } \varphi > 30^\circ.$$

$$\psi = 0^\circ \text{ pour } \varphi < 30^\circ.$$

Le cas où $\psi < 0^\circ$ correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique). La valeur $\psi = 0^\circ$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faibles ou moyenne sous contraintes assez fortes. [28]

V.3.4 Génération du maillage :

Lorsqu'un modèle géométrique est entièrement défini et que les propriétés des matériaux sont assignées à toutes les couches et à tous les éléments de structure, la géométrie doit être divisée en éléments finis afin de réaliser le calcul par éléments finis.

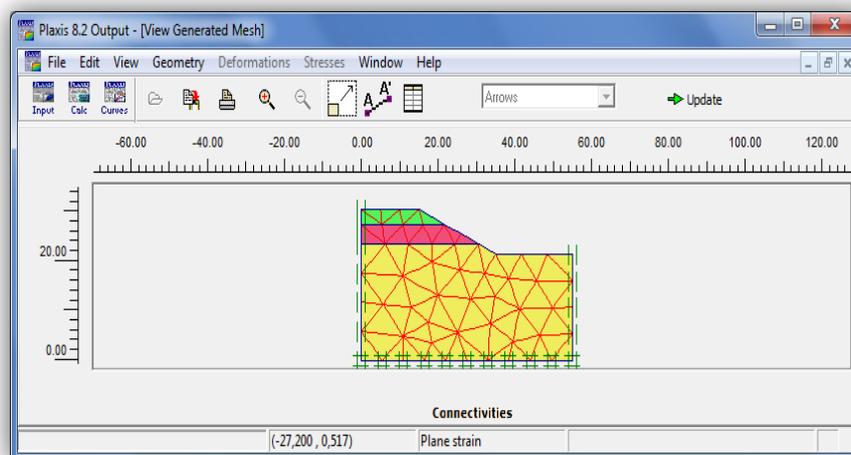


Figure V.8 Le maillage du talus

V.3.5 Conditions initiales :

Une fois le modèle géométrique créé et le maillage d'éléments finis généré, l'état de contraintes initiales et la configuration initiale doivent être spécifiés. Les conditions initiales sont constituées de deux modes différents, l'un pour générer les pressions interstitielles initiales (mode des conditions hydrauliques) et l'autre pour spécifier la configuration géométrique initiale et générer le champ des contraintes effectives initiales (mode de configuration géométrique).

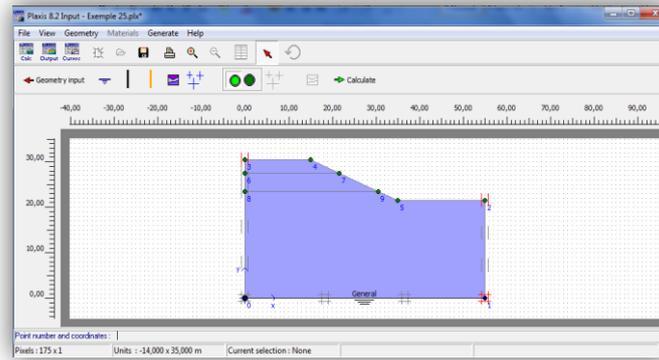


Figure V.9 Mode des conditions hydrauliques contraintes

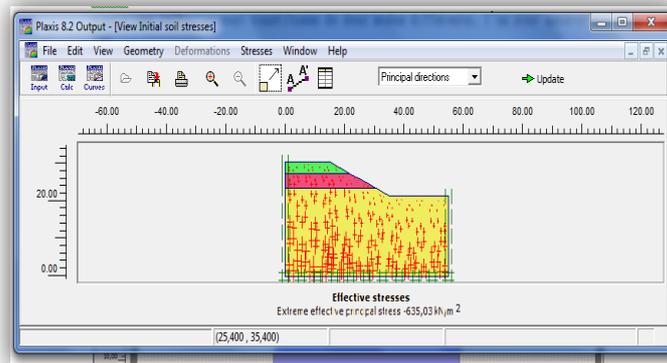


Figure V.10 Générer le champ des contraintes effectives initiales

V.3.6 Calculs :

Après la définition d'un modèle aux éléments finis, les calculs proprement dits peuvent être effectués. Il est toutefois nécessaire de définir au préalable le type des calculs à réaliser ainsi que les cas de chargement ou les étapes de construction qui seront à appliquer. On opère grâce au programme de calcul (*Calculation*). [33]

Le programme de calcul :

Après la sélection (automatique) d'un projet, la fenêtre principale du programme de calcul apparaît ; elle comporte les points suivants (Figure V.11) :

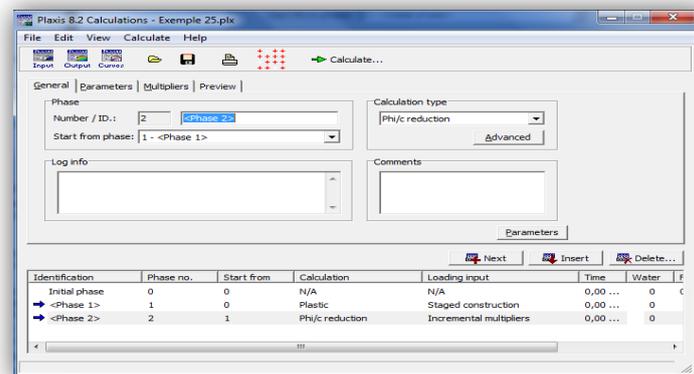


Figure V.11 Fenêtre principale du programme de calcul

- *Msf, SMsf*:

Ces coefficients sont associés à l'option de réduction des caractéristiques mécaniques (*Phi-reduction*) de PLAXIS pour le calcul de coefficients de sécurité.

Le coefficient global *SMsf* est défini comme le rapport des paramètres de résistance d'origine et des paramètres réduits ; il contrôle la réduction de $\tan\phi$ et c à une étape donnée de l'analyse. *SMsf* vaut 1,0 au début d'un calcul pour affecter à tous les matériaux leurs caractéristiques non réduites. *Msf* permet de préciser l'incrément du facteur de réduction des caractéristiques à appliquer pour le premier pas de calcul. Cet incrément vaut par défaut 0,1 ce qui est généralement une bonne valeur de départ. [32]

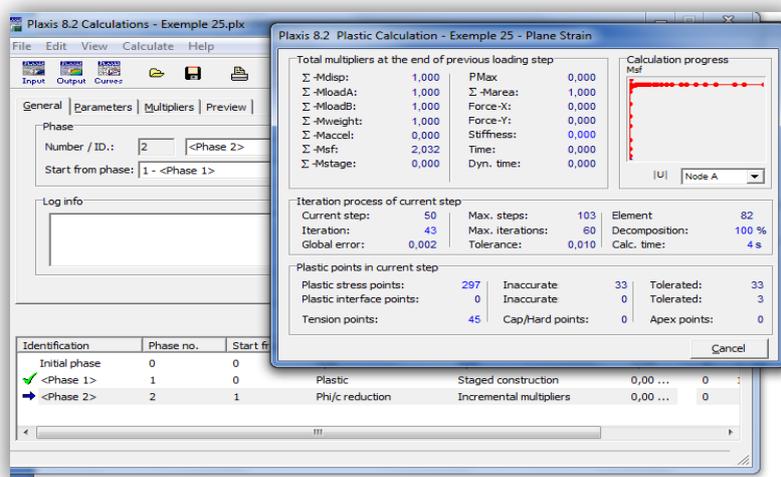


Figure V.12 Calcul de coefficient de sécurité

- **Réduction des caractéristiques mécaniques (phi-reduction) :**

La réduction des caractéristiques mécaniques (*Phi-reduction*) est une option disponible dans PLAXIS qui permet de calculer des coefficients de sécurité. Le coefficient total *SMsf* permet de définir la valeur des caractéristiques du sol à une étape donnée de l'analyse:

$$\Sigma Msf = \frac{\tan\phi_{input}}{\tan\phi_{reduced}} = \frac{c_{input}}{c_{reduced}} \quad (V.3)$$

Où les caractéristiques notées 'donnée' se réfèrent aux propriétés saisies dans les propriétés des matériaux et les caractéristiques notées 'réduit' se reportent aux valeurs réduites utilisées au cours de l'analyse. Contrairement aux autres coefficients, *SMsf* vaut 1,0 au début d'un calcul pour utiliser les valeurs non réduites des caractéristiques des matériaux.

Il faut toujours vérifier si le dernier pas de calcul a conduit à un mécanisme de rupture généralisé. Si c'est le cas, le coefficient de sécurité est donné par : [43]

$$SF = \frac{\text{résistance disponible}}{\text{résistance à la rupture}} = \text{valeur de } \Sigma Msf \text{ à la rupture} \quad (V.4)$$

V.3.7 Les déformations :

Le menu *Deformations* contient diverses options qui permettent de visualiser les déplacements et les déformations dans le modèle aux éléments finis.

- **Maillage déformé :**

Le maillage déformé (*Deformed mesh*) est une représentation du maillage aux éléments finis dans son état déformé, superposée à une représentation de la géométrie non déformée. Cette représentation peut être sélectionnée à partir du menu *Deformations*. [23]

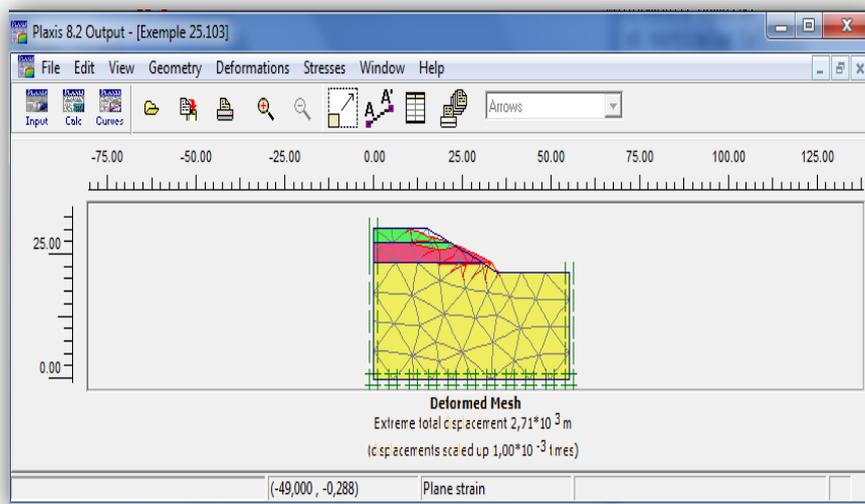


Figure V.13 La fenêtre maillage déformé

V.3.8 Déplacements totaux, horizontaux et verticaux :

Les déplacements totaux (*Total déplacements*) représentent les déplacements cumulés absolus $|u|$, calculés à partir des composantes horizontales (x) et verticales (y) des déplacements à chaque nœud à la fin du pas de calcul en cours, affichés sur un dessin de la géométrie. De même, les déplacements horizontaux (*Horizontal déplacements*) et verticaux (*Vertical déplacements*) sont, respectivement, les composantes cumulées des déplacements horizontaux (x) et verticaux (y) à chaque nœud à la fin du pas de calcul. Ces options peuvent être sélectionnées à partir du menu *Déformations*. Les déplacements peuvent être représentés par des flèches (*Arrows*), par des contours (*Contours*) ou un dégradé (*Shadings*) en sélectionnant l'option appropriée depuis la boîte de sélection situé dans la barre d'outils. [41]

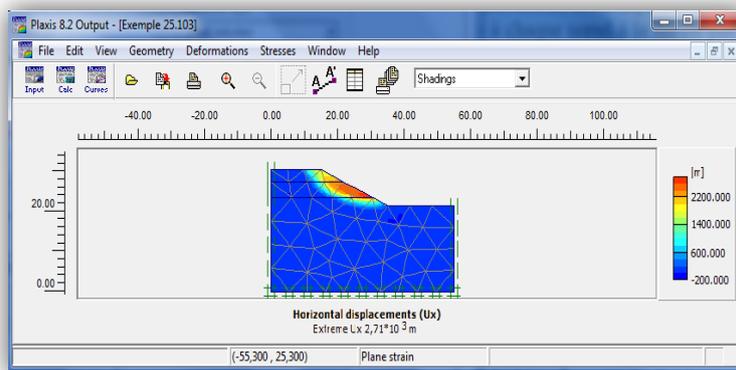


Figure V.14 La fenêtre déplacements totaux, horizontaux et verticaux

V.3.9 Le programme courbe (CURVES) :

Ce programme contient toutes les options nécessaires pour générer des courbes charge-déplacement, des chemins de contrainte et des courbes contraintes-déformations. Le graphique correspondant apparaît dans la fenêtre principale.

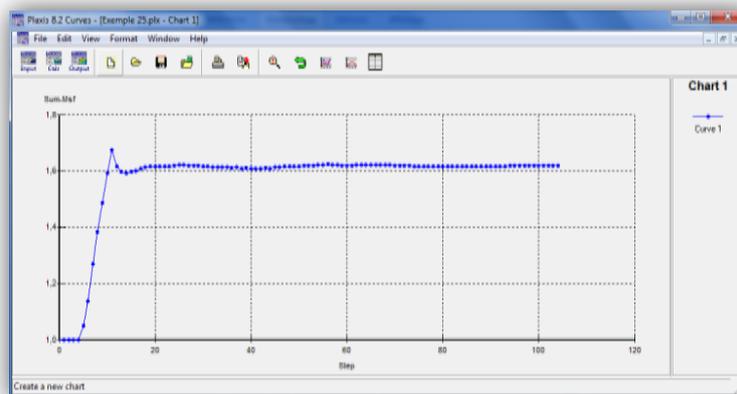


Figure V.15 La fenêtre principale du programme *Curves*

V.4 Présentation du modèle:

Exemple 1 :

La (figure V.16) représente la configuration générale de ce modèle géométrique. On souhaite étudier le comportement d'un talus reposant. La définition géométrique retenue pour cette étude est représentée sur la (figure V.16) pour le sol non renforcé. Le problème est modélisé par un modèle géométrique plan (2D) de 55m de largeur et 30.5 m hauteur. L'influences de paramètre de l'angle sur le coefficient de sécurité est donné par cinq valeur de ce paramètre (10, 15,20, 25, 30). Les résultats des calculs sont représentés sur les figures au-dessous. La (figure V.17) représente le maillage déformé du talus, les déplacements totaux (figure V.18), et la courbe représentant l'évolution du coefficient de réduction en fonction du déplacement (figure V.19).

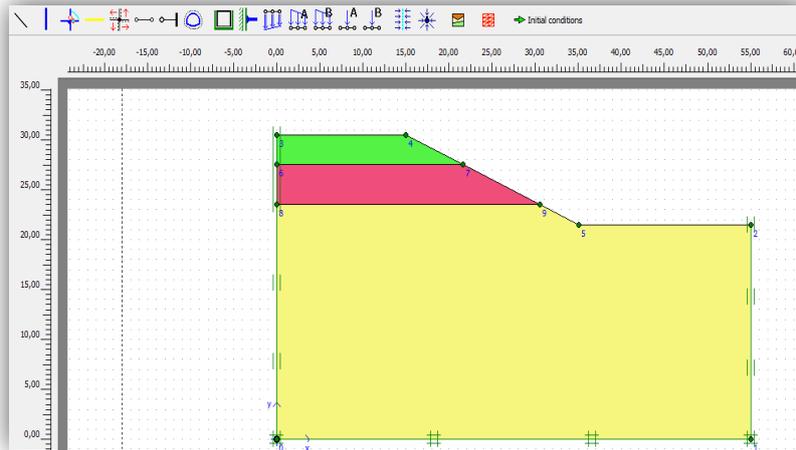


Figure V.16 géométrie du modèle

Les données géotechniques :

Une fois la géométrie du modèle la référence définie, le matériau géologique est mis en place. Les caractéristiques géotechniques spécifiques aux calculs sont regroupées dans le tableau (V.1).

Tableau V.1 données géotechniques

N°		γ_d (KN/M ³)	C'	ϕ'
1	Argile limoneuse	21	20	16
2	Argile marneuse altérée	21	20	16
3	Marne bleue compacte	21	10	20

V.5 Procédure et résultats de calculs :

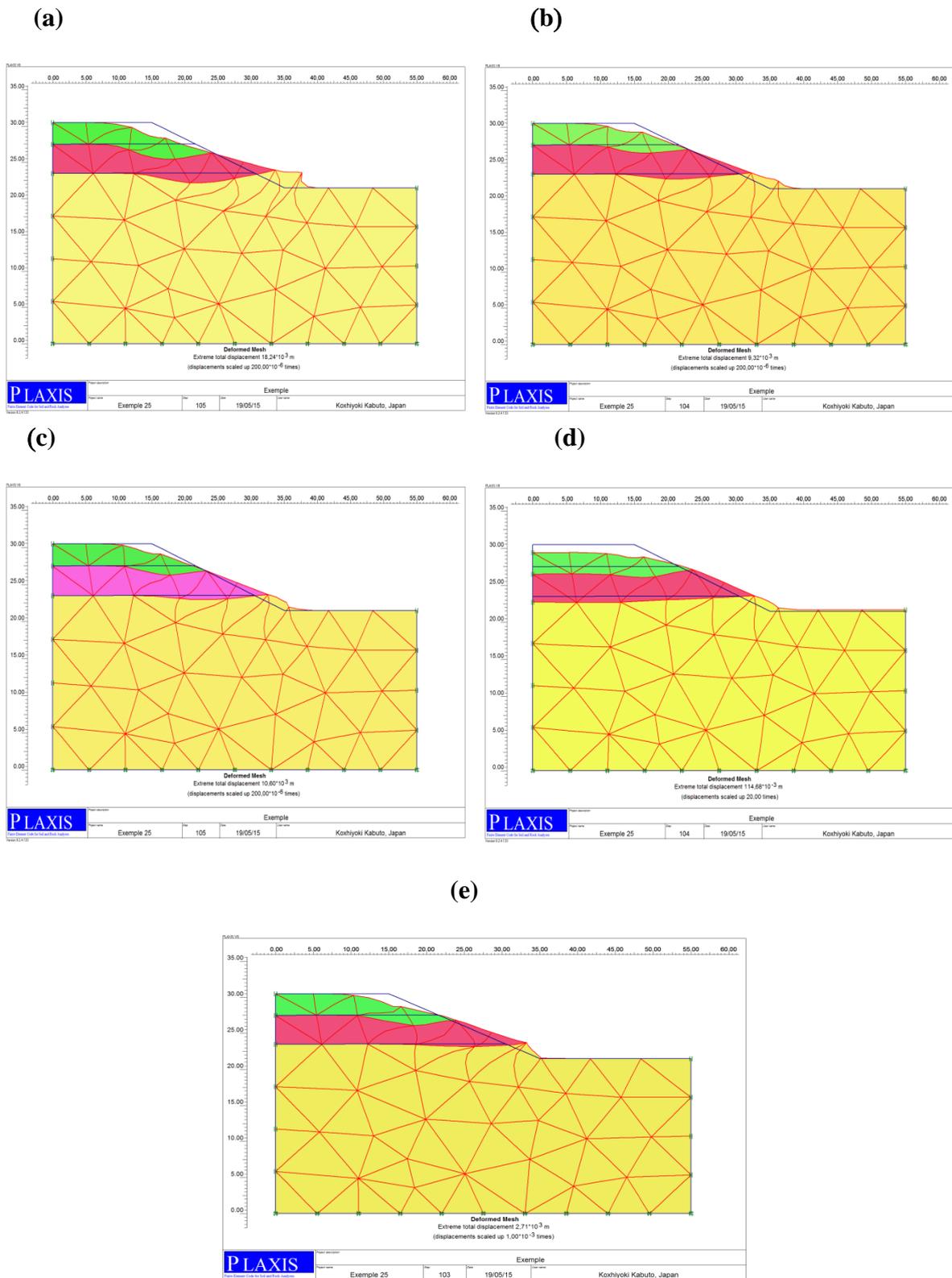
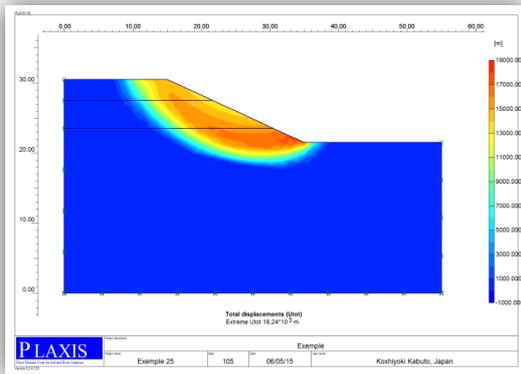
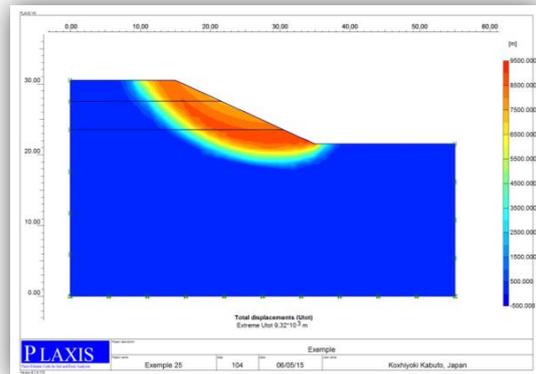


Figure V.17 Maillage déformé du talus

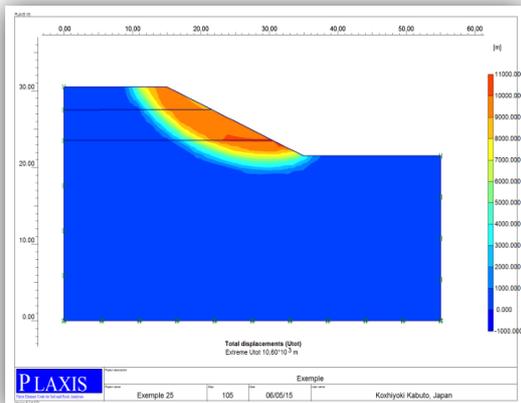
(a)



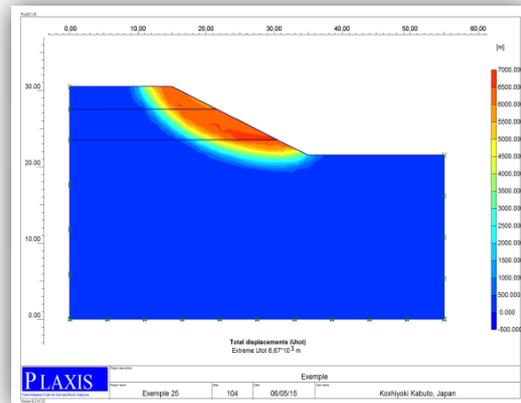
(b)



(c)



(d)



(e)

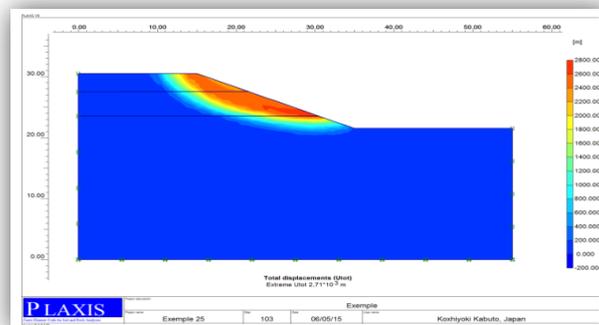


Figure V.18 Déplacements totaux du talus

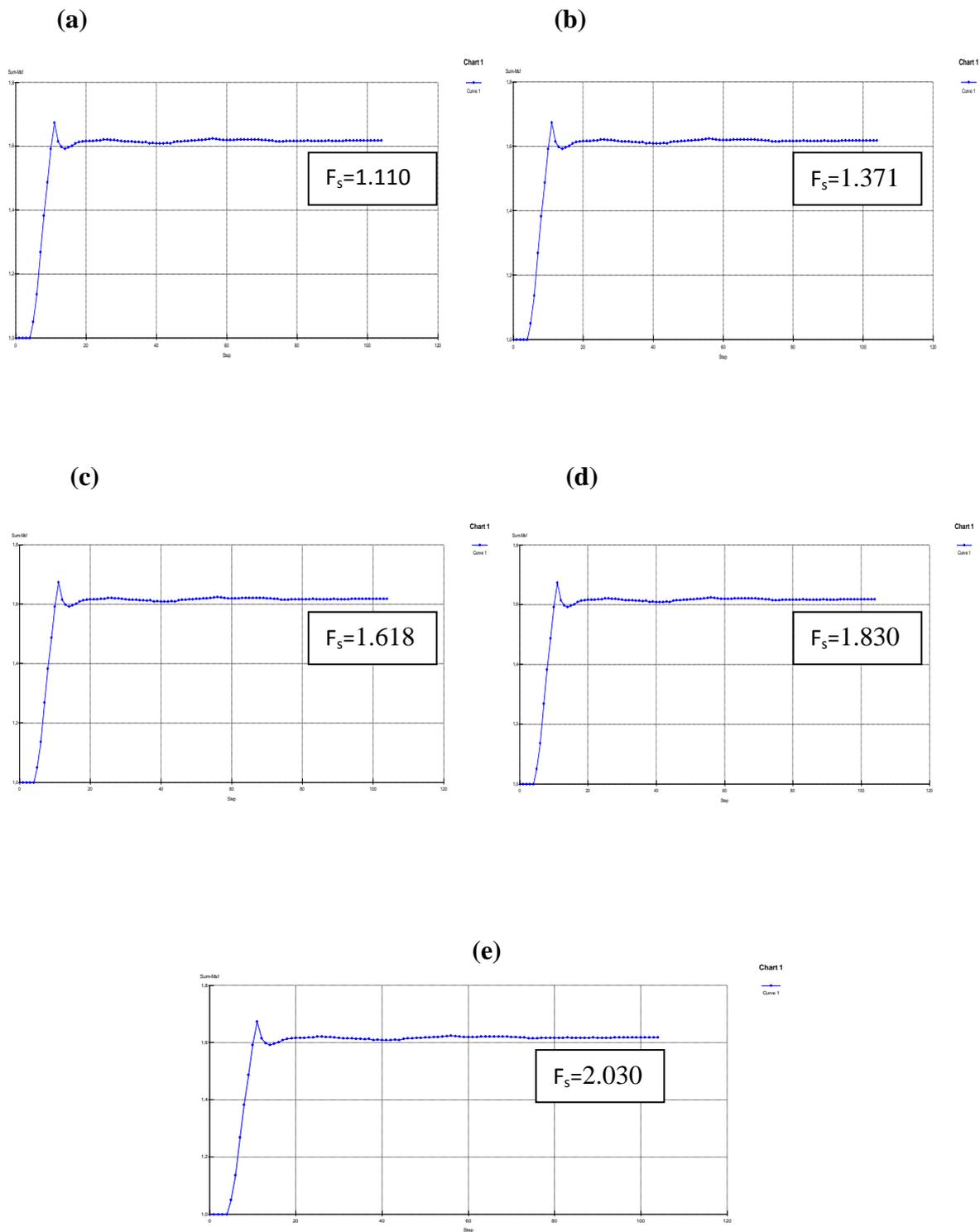


Figure V.19 évolution du coefficient de sécurité en fonction du déplacement du talus

- (a) : $\phi=10^\circ$
- (b) : $\phi=15^\circ$
- (c) : $\phi=20^\circ$
- (d) : $\phi=25^\circ$
- (e) : $\phi=30^\circ$

CHAPITRE V : ETUDE NUMERIQUE PAR LE LOGICIEL PLAXIS

Pour étudier l'influence de l'angle de frottement (ϕ) sur le facteur de sécurité (Fs).

Tableau V.2: Valeurs des Coefficients de sécurité déterminés à l'aide de code PLAXIS

$\phi(^{\circ})$	10,00	15,00	20,00	25,00	30,00
Fs	1.110	1.371	1.618	1.830	2.030

Analyse des résultats :

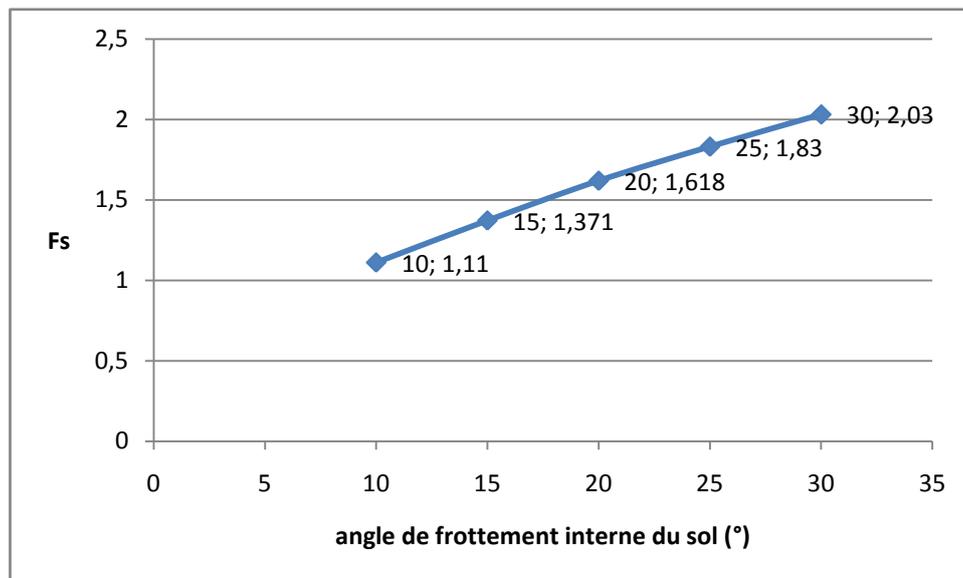


Figure V.20 Facteur de sécurité en fonction d'angle de frottement

Interprétation des résultats :

La figure (V.20) montre la variation du coefficient de sécurité, en fonction de l'angle de frottement interne du sol où ϕ varie de 10° à 30° d'une pas de $+5^{\circ}$, la valeur minimal de Fs égale 1,110 correspond à $\phi = 10^{\circ}$, et Fs est égale à 2.030 correspond à $\phi = 30^{\circ}$ la variation étant linéaire.

Exemple2 : M. Yahiaoui (Mémoire Magister.2008) :

Tableau V.3: Valeurs des Coefficients de sécurité déterminés à l'aide de code PLAXIS

$\phi(^{\circ})$	10,00	15,00	20,00	25,00	30,00
Fs	1,200	1,530	1,860	2,200	2,550

Analyse des résultats :

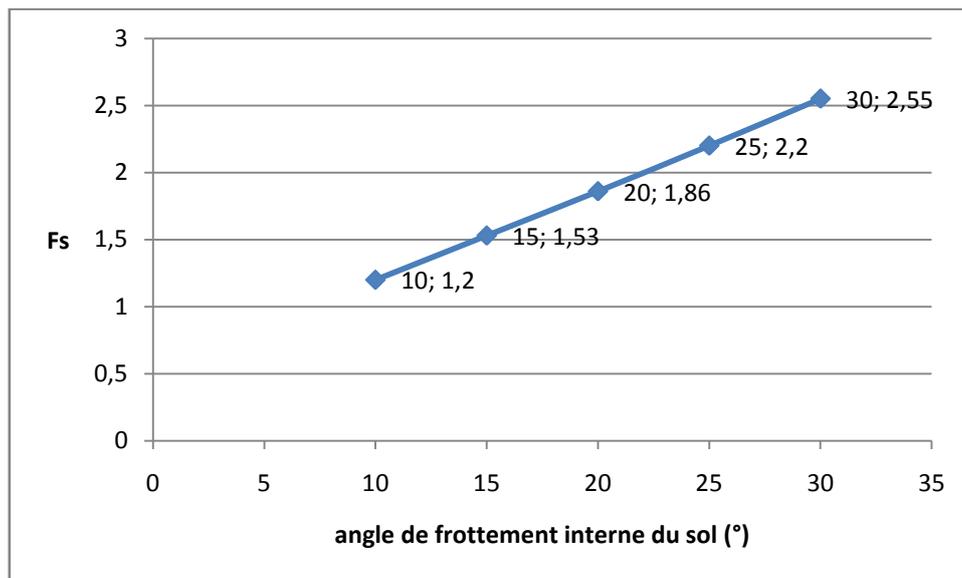


Figure V.21 Variation du coefficient de sécurité en fonction de l'angle de frottement

Interprétation des résultats :

Du fait que l'angle de frottement interne " ϕ " d'un sol est approximativement égal à l'angle du Talus naturel et tandis que les versants naturels sont plus stables avec un angle de pente naturelle petite. Le coefficient de sécurité est influencé par la variation de l'angle de frottement interne ϕ . Une variation de l'angle de frottement de 5° , fait varier le coefficient de sécurité d'une valeur comprise entre 21.56 et 27.5 % (Figure V.21).

V.8 Conclusion :

On a fait varier individuellement l'angle de frottement du modèle et étudier leur influence sur le coefficient de sécurité pour des fourchettes de variation raisonnables.

A partir de ce qui précède, la confrontation des résultats obtenus avec ceux élaborés par M. Yahiaoui (2008), montre que la simulation faite par Plaxis 2D est satisfaisante, et les résultats sont acceptables. Où, on a montré que l'augmentation du coefficient de sécurité dépend de l'accroissement de l'angle de frottement interne du sol. Par exemple on a enregistré une valeur $F_s = 1.11$ pour $\phi = 10^\circ$ et $F_s = 1.371$ pour $\phi = 15^\circ$, c.-à-d. un accroissement du facteur de sécurité d'ordre de 26.1 %, pour un pas de 5° de l'angle de frottement(ϕ). Comme on a enregistré $F_s = 1.830$ pour $\phi = 25^\circ$, c.-à-d. un accroissement du facteur de sécurité d'ordre de 64.9 %, pour une augmentation correspondante à 15° de l'angle de frottement(ϕ).

Cette étude nous permet de tirer les deux conclusions suivantes :

- Le calcul par méthode numérique (MEF) s'avère indispensable pour les calculs de précision.
- Le paramètre : angle de frottement a une influence remarquable sur la stabilité des pentes.

CONCLUSION GENERALE

A travers l'exposé des différentes familles de mouvements de pente, nous concluons :

Il se dégage que les mouvements de terrain sont des ennemis redoutables, dans la mesure où leurs caractères imprévisibles et violents représentent un danger pour la vie humaine et les biens. Dans ce cadre et à travers notre recherche sur ce phénomène il est relevé deux types de mouvements bien distincts et qui sont les mouvements lents et rapides. Les glissements de terrain sont des phénomènes naturels. Ils se caractérisent par des déplacements lents (quelques millimètres par an à quelques mètres par jour) d'une masse de terrain cohérente tout le long d'une surface de rupture généralement courbe ou plane. Il existe des dizaines de méthodes de calcul de stabilité ayant toutes des avantages et des inconvénients. Aucune n'est parfaite, car aucune ne tient compte de la déformabilité du sol. Ces méthodes diffèrent entre elles par les conditions d'équilibre statique utilisées et par les hypothèses admises pour annuler l'indétermination statique du problème.

Le phénomène gel-dégel, et surtout l'eau sont des facteurs naturels dont dépend la stabilité des pentes. L'eau demeure le facteur ayant l'impact le plus important sur les sols : en effet elle est à l'origine de l'érosion des sols, de la formation des ravins, ainsi que des glissements de terrain. Aux facteurs naturels s'ajoute l'action de l'homme. Celui-ci modifie continuellement les conditions qui président à la stabilité des sols : il réduit la résistance interne du sol en creusant des galeries souterraines et des sous sols pour ses besoins de citadin il effectue des déblais sur les versants naturels; il taille les talus; il change les conditions d'écoulement des eaux en construisant des barrages; il procède à des remblaiements pour ses besoins en aménagements urbains et en infrastructures...

Dès qu'un facteur est modifié, la question de la stabilité du sol avoisinant se pose et en particulier en présence d'un talus. Dans le but d'assurer la stabilité d'un massif, devenu instable du fait de facteurs naturels ou artificiels défavorables.

Malgré ces modifications extérieures, il est en effet possible de stabiliser un massif, soit par une amélioration des caractéristiques mécaniques des sols, en augmentant sa résistance interne (c'est le renforcement des sols), soit en opposant simplement aux poussées qui menacent sa stabilité un ouvrage capable de les contenir (c'est le soutènement). Les techniques de renforcement par géosynthétiques ont permis de répondre aux exigences et objectifs des donneurs d'ordre en offrant des solutions alternatives avec de nombreux avantages. Ces procédés de renforcement des sols se sont considérablement développés à

travers le monde dans le domaine de la construction géotechnique grâce à leur performance, à leur économie et à leur esthétique.

Etude numérique a permis de calculer sur un modèle le coefficient de sécurité (définissant l'état d'équilibre de la pente par rapport à l'équilibre limite) et ceci par le code de calcul en élément finis PLAXIS pour l'analyse en déformations des massifs de sols. nous avons brièvement décrit le code de calcul Plaxis et les modèles disponibles dans ce code.

On a fait varier individuellement l'angle de frottement du modèle et étudier leur influence sur le coefficient de sécurité pour des fourchettes de variation raisonnables.

A partir de ce qui précède, la confrontation des résultats obtenus avec ceux élaborés par M. Yahiaoui (2008), montre que la simulation faite par Plaxis 2D est satisfaisante, et les résultats sont acceptables. Où, on a montré que l'augmentation du coefficient de sécurité dépend de l'accroissement de l'angle de frottement interne du sol.

L'étude présentée s'est limitée à une étude en deux dimensions, l'influence par une étude en trois dimensions peut être plus importante.

BIBLIOGRAPHIQUE

- [1]. Adams, M. T, and Collin, J.G.1997. "Large model spread footing load tests on geosynthetic reinforced soil foundations." Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 123, No.1, pp. 6672.
- [2]. Akinmusuru,J.O, and Akinbolade, J.A. 1981. "Stability of loaded footing on reinforced soil." -Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 107, No.6, pp. 819-827
- [3]. Analysis," Canadian Geotechnical Journal, Vol. 14, N° 3, pp 429-439, 1977.
- [4]. Astrid.Leutwiler. Sptembre2009. Glissement de terrain. Suisse.
- [5]. Bakker, K.J. and Brinkgreve, R.B.J. (1990). The use of hybrid beam elements to model sheet-pile behaviour in two dimensional deformation analysis. Proc. 2nd European Specialty Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering. Santander, Spain, 559-572
- [6]. Benabdellah Mouhammed.2011. (Mise en évidence des phénomènes dynamique contrôlant le littoral oranais de la calère à la poine de canastel) : étape fondamentale pour une cartographie des risques géologique. Magister. Université d'Oran.
- [7]. Benbouza Assma.2011. L'effet d'interférence de deux fondations filantes étroitement espacées reposant sur un sable renforce rar geogrilles. Mémoire Magister. Université el hadj lakhdar .Batna
- [8]. Benkechkache Imene. 2012.. (Investigation de la deradation du cadre bâti sous l'effet des glissements de terrain cas de Constantine). Mémoire Magister .Université Mantouri de Constantine.
- [9]. Besson, 1996 : « les risques naturels en montagne traitement, prévention, surveillance »
- [10]. Bishop AW. « The use of slip circle in the stability analysis of earth slopes ». Geotechnique 1955.
- [11]. Boudalal Omar. 2013. Etude expérimentale du comportement mécanique des fines dans la stabilité des talus et des fondations. Thèse Doctorat .Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.
- [12]. Bouraiou M.C.2000 Organisme national de contrôle technique de la construction de l'Est CT-D.
- [13]. Bruno Martins-Campina 2005. Le rôle des facteurs géologiques et mécaniques dans le déclenchement des instabilités gravitaires : exemple de deux glissements de terrain des Pyrénées Atlantiques (Vallée d'Ossau et Vallée d'Aspe). Thèse Doctorat L'universite Bordeaux 1.

- [14]. Chapeau C ,2005. L'eau et les risques de glissements de terrains. Ministère du développement durable. De l'environnement et des parcs quebec
- [15]. Cruden &Varnes 1996
- [16]. Chibani Mounia. Effet de l'instabilité du terrain sur le bâti cas réel de l'université mentouri de constantine. Mémoire Magister. Université Mentouri Constantine.
- [17]. Derras Abdelkader. 2011. comportement des barrières ouvragées dans les centres de stockage de déchets. Mémoire Magister. Université Abou bekr belkaid .Tlemcen
- [18]. D.G. Fredlund, and J. Krahn. "Comparison of Slope Stability Méthodes of Analysis," Canadian Geotechnical Journal, Vol. 14, N° 3, pp 429-439, 1977.
- [19]. D.Reiffsteck. Mécanique des sols Avancée (stabilité des pentes).
- [20]. Dreal Paca et Brgm, 2010.Florence rivet. Classeur "Le risque mouvements de terrain en provence-Alpes-Côte d'Azur", coédition Région,
- [21]. E. Spencer. A. Méthode of analysis of the stability of embankments assuming parallel interslice forces. Géotechnique, Vol. 17, N°1, pp. 11–26, 1967.
- [22]. Gabriela Dan.2007, Processus Gravitaires et Evaluation de la Stabilité des Pentas Approches Géologique et Géotechnique. Application à la marge algérienne et à l'effondrement de l'aéroport de Nice en 1979. These Doctorat. Université de Bretagne Occidentale
- [23]. Gourdache Ghani. Stabilité d'un remblai sur sol compressible renforcé par drains de sable. Mémoire Magister. Université el-hadj lakhdher. Batna
- [24]. Groupe d'étude des talus (décembre 1968), Les glissements de talus routiers, étude des désordres observés entre 1963-1967.
- [25]. Guide générale, les risques majeurs, ministère de l'écologie et du développement durable, 2004, 30-31p.
- [26]. Guerfi houceddine. Stabilisation des talus renforcés par pieux. Mémoire de Magistère. Université El Hadj Lakhdar batna
- [27]. Haouam Houda. 2010 . étude numérique d'un mur de soutènement en sol stabilisé et renforcé avec fibres et géogrilles. Mémoire Magister. Université badji Mokhtar-Annaba
- [28]. Jean-Pierre JANIN.2012. Tunnels en milieu urbain : Prévisions des tassements avec prise en compte des effets des pré-soutènements (renforcement du front de taille et voûte-parapluie). École doctorale Mega de Lyon.
- [29]. J.L Zézere. 2009. Evaluation et cartographie du risque glissement de terrain d'une zone située au nord de lisbonne. Memoire Master.

- [30]. Karech Toufik. Analyse du comportement des sols renforcés par la méthode de l'homogénéisation. Thèse Doctorat. Université el hadj lakhdar.
- [31]. Khemissa Mohamed. Méthodes d'analyse de la stabilité et techniques de stabilisation des pentes. Mémoire de Magistère. Université de M'sila,
- [32]. Kiyour Sami. 2014. Le clouage dans les ouvrages de soutènement conception et dimensionnement. Mémoire Magister. Université Constantine 1.
- [33]. Lahmadi Azzeddine. 2006. Étude paramétrique de l'interaction entre ouvrages : tunnel – bâtiment – excavation. Mémoire Magister. Université El Hadj Lahkdar Batna.
- [34]. M'zouyhem Kamel. Chenafa Walid. 2006. Étude géotechnique de la stabilité des talus dans la carrière de Ain El Kabira (Sétif). Géologie de l'ingénieur. Université Farhat Abbas Sétif.
- [35]. Olivier Maquaire .2002 .Aléa géomorphologique (mouvement de terrain), Mémoire de Recherche; 17p.
- [36]. Plan de prévention du risque mouvements de terrain Chaville ; direction départementale de l'équipement hauts-de-seine ; Atelier urbanisme et habitat ; 2005 ; 13p.
- [37]. R.B.J. Brinkgreve. 2003. Delft University of Technology & PLAXIS bv, Pays-Bas.
- [38]. Reid, Mark E, Richard G LaHusen and William L Ellis 1999. Real-time monitoring of active landslides: US Department of the Interior, US Geological Survey.
- [39]. REMADNA Mohamed Saddek. 2013. Estimation numérique des facteurs de potance et d'influence de la forme de fondations superficielles. Thèse Doctorat .Biskra
- [40]. S. Lambert. Les géotextiles : fonctions, caractéristiques et dimensionnement. Ingénieries – E A T, 2000, p. 17 - p. 25.
- [41]. SALHI Lakhdar. 2014. Contribution à l'étude des comportements mécanique et à la corrosion d'un système de fondation de type pieu vissé dans un sol mou en environnement tropical humide. Thèse de Doctorat .Université des Antilles et de la Guyane.
- [42]. Skempton and Hutchinson (1969), Stability of Natural Soil Slopes and Embankment
- [43]. Touamria Sabri. Modélisation numérique tridimensionnelle de l'effet du creusement d'un tunnel sur comportement des superstructures sus-jacentes. Mémoire Magister. Université de Souk-Ahras
- [44]. Y.berthaud, P.buhan, N.schmitt. Aide mémoire mécanique des sols concepts. Application
- [45]. Yahiaoui Mohammed. 2008. Contribution à l'analyse dynamique des terrains en pentes sous séisme par logiciel PLAXIS. Mémoire Magister. Université Abou Bekr Belkaid.

[46]. Yu-Jun CUI et Pierre delage. « Applications au calcul des ouvrages » Techniques de l'Ingénieur.

SITES INTERNET

[47]. <http://pentestunnels.eu/didactpente/pente/dossier/%20MdS/Fonctionemploi.html>

[48]. <http://www.developpement-durable.gouv.fr/Le-risquemouvement-de-terrain.htm>

[49]. http://www.moselle.equipement.gouv.fr/IMG/pdf/Notice_cle1d1a2c.pdf

[50]. http://www.memoireonline.com/01/13/6854/m_Anthropisation-etrisques.html

[51]. <http://www.replik972.fr/Les-effets-indirects-des.html>

[52]. <http://www.innovex.ca/application.html>

[53]. <http://observatoire-regional-risques-paca.fr/article/glislements>

[54]. <http://www.lb.auf.org/kourdey/Introduction.htm>