

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU



FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL
LABORATOIRE : LGEA

MEMOIRE DE MASTER RECHERCHE

Spécialité : Génie Civil

Option : Géotechnique et environnement

Thème

**Approche fiabiliste appliquée à la
stabilité des talus.**

Promoteur :

Mr. H.DEHMOUS

Réalisé par :

Mr. AMEDDAH Salem

Promotion 2014-2015

Remerciements

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes remerciements les plus sincères à mon promoteur Mr. DEHMOUS Hocine pour la qualité de son suivi, ses conseils éclairés, et pour sa grande contribution à l'aboutissement de ce présent mémoire.

J'adresse mes vifs remerciements à Mr BOUKHEROUB Mouhend Ameziane, responsable du laboratoire mécanique des sols de la Faculté du Génie de la Construction, pour ses conseils et ses encouragements pendant ma formation.

Qu'il me soit permis de remercier Monsieur BENZAOUG Mouloud, Professeur à l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, , et Monsieur HAMZA Ali, Maitre de conférences classe A à l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, pour leur contribution à travers les informations et la documentation qui ont mis à ma disposition.

Mes sincères remerciement et grâces à tous mes enseignants, pendant tous mon cursus d'étude.

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

Pour finir, je tiens à exprimer ma profonde gratitude à toutes personnes ayant contribuées de près ou de loins à la réalisation de cette thèse dans de bonnes conditions.

Je dédie ce modeste travail

A toute ma famille, mon père, ma mère, mes frères et mes sœurs.

*A tous les amis et proches et, à toute personne ayant contribué
de près ou de loin, à l'élaboration de ce travail.*

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE..... 1

Chapitre (I): Généralités sur les mouvement des terrains.

I.1 DESCRIPTION DE MOUVEMENT DE TERRAINS:..... 2

I.2 TYPES DE MOUVEMENTS DE TERRAINS :..... 2

 1. Les mouvements rapides et discontinus :..... 2

 2. Les mouvements lents et continus : 8

I.3 GENERALITES SUR LES GLISSEMENTS DE TERRAIN :..... 11

 1. Définition:..... 11

 2. Caractéristiques d'un glissement de terrain : 12

 3. Mesure d'un glissement de terrain : 16

 4. Différentes manifestations des glissements de terrain : 18

 5. Les causes des glissements de terrain : 19

 6. Prédispositions générales : 20

 7. Déclenchement d'un glissement de terrain : 22

I.4 CONCLUSION :..... 23

Chapitre (II): Méthodes de calcul de stabilité des pentes.

II.1 INTRODUCTION :..... 24

II.2 LE PRINCIPE D'EQUILIBRE LIMITE :..... 24

II.3 HYPOTHESES CLASSIQUES DE LA METHODE DE L'EQUILIBRE LIMITE : 25

II.4 DEFINITION DU COEFFICIENT DE SECURITE :..... 25

**II.5 CHOIX DE LA VALEUR DU COEFFICIENT DE SECURITE DANS LE CALCUL DE STABILITE :
..... 27**

II.6 GLISSEMENT PLAN : 28

**II.7 PRESENTATION DES METHODES CLASSIQUES D'ANALYSE DE STABILITE DES
PENTES : 29**

 1. Hypothèses sur la ligne de glissement : 30

 2. Hypothèses sur la répartition des contraintes normales σ : 31

 A. Méthodes D'analyse globales : 31

 1. Introduction : 31

2. Méthode de Taylor (méthode du cercle de frottement) :.....	31
B. Méthodes par tranches:	34
3. Méthodes basées sur des hypothèses sur la valeur des efforts	
intertranches :.....	36
A. Méthode de bishop généralisée :	36
B. Méthode de bishop simplifiée :	38
C. Méthode de Fellenius :	39
4. Méthodes faisant des hypothèses sur la ligne de pousse :	40
a. Méthodes exactes :	40
b. Méthodes approchées hypostatiques :	40
5. Méthodes basées sur des hypothèses sur l'orientation des efforts	
intertranches :.....	42
• Méthodes exactes :.....	42
• Méthode de Spencer :.....	43
• Méthode de l'USBR ou « méthode des tranches ordinaires » :	45
6. Méthodes basées sur la répartition des contraintes le long de la ligne de	
glissement :.....	45
• Méthodes des perturbations :.....	45
<i>II.8 EFFETS DE LA PRESSION INTERSTITIELLE :</i>	<i>48</i>
1. Généralités :.....	48
2. Rappel sur les caractéristiques mécaniques des sols :.....	49
3. Equilibre d'une tranche de talus en présence d'eau :	51
<i>II.9 CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL :</i>	<i>53</i>
<i>II.10 LIMITE DES METHODES DE CALCUL :</i>	<i>53</i>

Chapitre (III): Généralités sur l'approche probabiliste.

<i>III.1 INTRODUCTION :</i>	<i>55</i>
<i>III.2 LA FIABILITE :</i>	<i>55</i>
<i>III.3 PROBLEMATIQUE :</i>	<i>55</i>
<i>III.4 CHOIX DES VARIABLES ALEATOIRES DE BASE :</i>	<i>56</i>
<i>III.5 LES LOIS DE DISTRIBUTION :</i>	<i>57</i>
<i>III.6 CHOIX DE LA FONCTION DE PERFORMANCE :</i>	<i>58</i>
<i>III.7 INDICATEURS DE FIABILITE :</i>	<i>60</i>

III.8 PRINCIPALES APPROCHES POUR TENIR COMPTE DES INCERTITUDES :	61
1. Méthodes à base de simulations : SIMULATION DE MONTE CARLO :	61
2. Méthodes approchées : FORM/SORM	63
III.9 CONCLUSION :	64

Chapitre (IV): Analyse fiabiliste de stabilité d'un talus.

IV.1 INTRODUCTION :	65
IV.2 ANALYSE PROBABILISTE	65
IV.3 PRESENTATION DE MATLAB :	66
IV.4 ESTIMATION DE LA PROBABILITE DE DEFAILLANCE :	67
IV.5 GENERATIONS DE NOMBRES ALEATOIRES :	67
IV.6 ORGANIGRAMME DE CALCUL :	67
IV.7 CHOIX DES VARIABLES ALEATOIRES :	68
IV.8 CHOIX DE LA FONCTION D'ETAT LIMITE :	69
IV.9 APPLICATIONS	70
IV.10 CONCLUSION :	71

Chapitre (V): Résultats de l'analyse fiabiliste d'un talus.

V.1 INTRUCTION :	72
V.2 VARIABILITE DES PARAMETRES D'ENTREE :	72
V.3 VARIABILITE DES PARAMETRES DE SORTIE :	74
V.4 EVOLUTION DE LA PROBABILITE DE DEFAILLANCE :	76
V.5 EFFET DE LA VARIABILITE (ECART TYPE) SUR LA PROBABILITE DE DEFAILLANCE :	80
V.6 EFFET DE LA MOYENNE SUR LA PROBABILITE DE DEFAILLANCE :	81
V.7 ANALYSE DE L'EFFET DU NIVEAU DE LA NAPPE :	82
CONCLUSION GENERALE	86
BIBLIOGRAPHIE	87

INTRODUCTION GENERALE

Dans le calcul déterministe, le dimensionnement des structures est fondé sur une démarche dans laquelle l'ensemble des paramètres précités prennent une valeur fixe.

Précisément, les paramètres incertains sont décrits par une valeur caractéristique défavorable. L'approche déterministe utilise ainsi une marge volontairement pessimiste conduisant le plus souvent à un surdimensionnement injustifié.

Dans la démarche fiabiliste en revanche, on construit une modélisation probabiliste dans laquelle les données incertaines sont représentées par des variables aléatoires. On peut ensuite évaluer la probabilité de défaillance de la structure, ainsi que mesurer la sensibilité de cette probabilité par rapport à chacune des variables aléatoires introduites.

C'est cette démarche-là qui est retenue dans le cadre de cette étude consacrée à l'analyse de la stabilité d'un talus.

I.1 DESCRIPTION DE MOUVEMENT DE TERRAINS:

Un mouvement de terrain est un déplacement plus ou moins brutal du sol, ou du sous-sol, sous l'effet d'influence naturelle (agent d'érosion, pesanteur, séisme,...etc.) ou anthropique (exploitation, déboisement, terrassement,...etc.).

Ce phénomène comprend diverses manifestations : lentes ou rapides, en fonction des mécanismes initiateurs, des matériaux considérés et de leur structure.

I.2 TYPES DE MOUVEMENTS DE TERRAINS :

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 sa soudaineté, et du caractère dynamique de son déclenchement.

Selon la vitesse de déplacement, deux ensembles peuvent être distingués : les mouvements lents et les mouvements rapides.

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 socio-économiques ou d'intérêt public.

1. Les mouvements rapides et discontinus :

Leur propagation est brutale et soudaine. Ils regroupent l'effondrement, les chutes de pierres et de blocs, l'éboulement et les coulées boueuses.

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

a. Les effondrements de cavités souterraines :

Ils résultent de la rupture des appuis ou du toit d'une cavité souterraine, rupture qui se propage jusqu'en surface de manière plus ou moins brutale, et qui détermine l'ouverture d'une excavation grossièrement cylindrique.

Les écroulements et chutes de blocs sont des phénomènes rapides et brutaux qui affectent des roches rigides et fracturées.

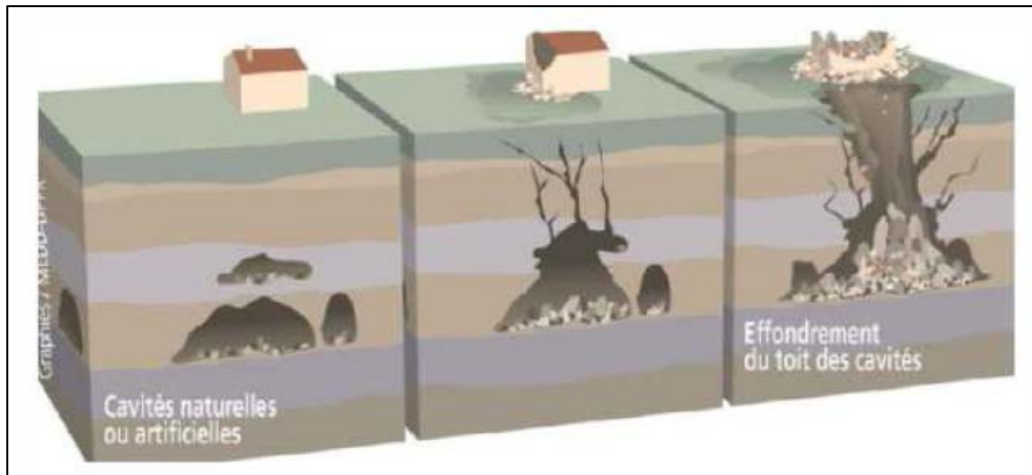


Figure I.1: Schéma Explicatif des phénomènes d'effondrements des cavités souterraines [2].

Il s'agit de masse de taille variable qui se détache d'une pente escarpée ou d'une falaise.

Les vitesses de déplacement sont rapides à extrêmement rapides, avec des rebonds et des trajectoires paraboliques.

Dans le cas des roches sédimentaires, la stratification accroît le découpage de la roche et par conséquent les prédispositions à l'instabilité, tel que la présence d'une formation sous-jacente plus meuble, déformable ou érodable.

En fonction du type de matériaux constituant le versant, on peut différencier les chutes de blocs lorsque la masse se détache du socle, les éboulis de débris composés par des fragments détritiques grossiers et les éboulis de sol composés de fragments détritiques fins.

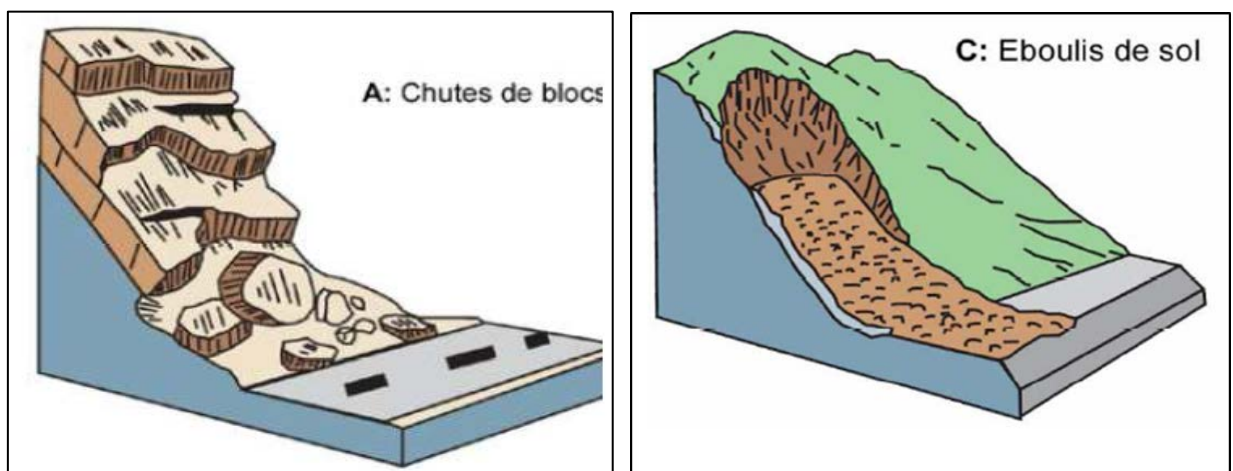


Figure I.2 : Eroulement et chute de blocs [2].

Les facteurs naturels favorisant le déclenchement de tels phénomènes sont nombreux ; on peut citer les fortes variations de températures (cycle gel/dégel), la croissance de la végétation ou sa disparition, les pressions hydrostatiques dues à la pluviométrie et à la fonte des neiges et les séismes.

b. Les écoulements ou coulées de masse :

Les écoulements ou coulées résultent de l'évolution des glissements et prennent naissance dans leur partie aval.

Ce sont des mouvements rapides d'une masse de matériaux remaniés peu ou non-consolidés, qui s'écoulent plus ou moins rapidement suivant leurs teneurs en eau.

Sur de nombreux points, le profil de distribution des vitesses ressemble à celui d'un fluide visqueux.

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

Les matériaux affectés sont très variés (roches marneuses ou schisteuses, formations altérées, colluvions fines, moraines argileuses, etc.)

La présence d'argile en forte proportion représente l'aspect pénalisant du phénomène compte tenu de ses mauvaises caractéristiques mécaniques.

La saturation des terrains en eau tel que la présence de sources, fortes précipitations, fonte brutale des neiges, joue aussi un rôle important dans le déclenchement de ces phénomènes.

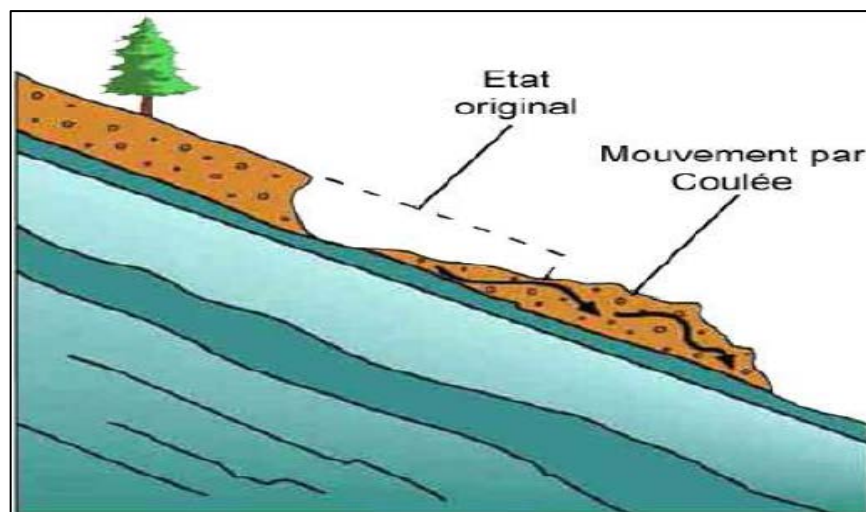


Figure I.3 : Ecoulement d'une masse de matériaux remaniés [2].

Ces processus peuvent parfois être précédés de phénomènes de fluage. Il s'agit d'une déformation irrégulière se développant sur des pentes faibles, sa vitesse est lente et continue dans le temps évoluant sous une contrainte constante. Ce phénomène évolue de façon non perceptible, jusqu'à une accélération qui conduit à la rupture.

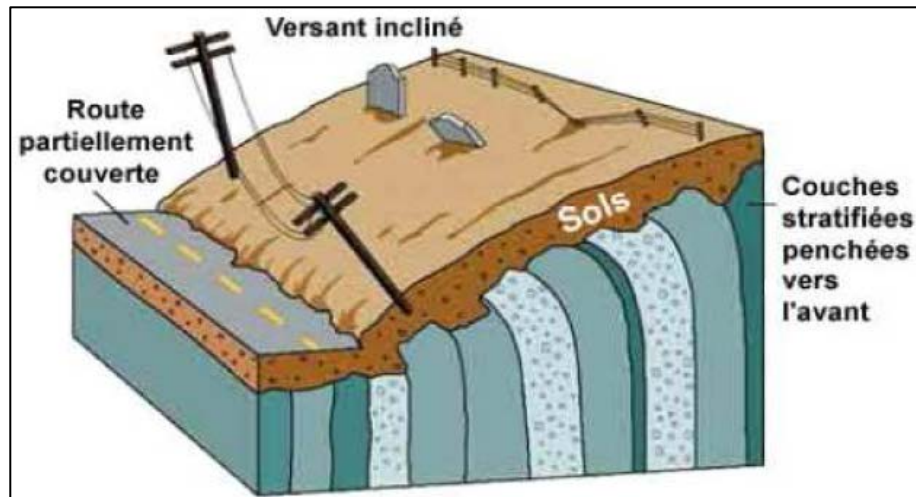


Figure I.4 : Phénomène de fluage.

En fonction du type de matériau mis en contribution dans le mouvement de masse, on distingue trois sous-classes :

- **Les écoulements de blocs :**

Les déformations se concentrent le long de discontinuités préexistantes, entraînant le mouvement de blocs vers le pied du versant.

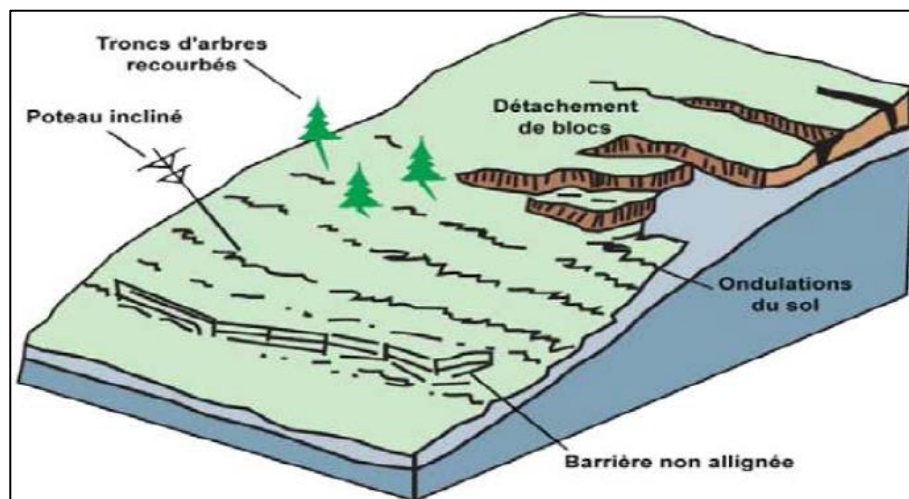


Figure I.5 : Ecoulement de bloc et fluage [2].

- **Les écoulements de débris :**

Le matériau mis à contribution dans ce genre d'écoulement est constitué d'un haut pourcentage en particules grossières.

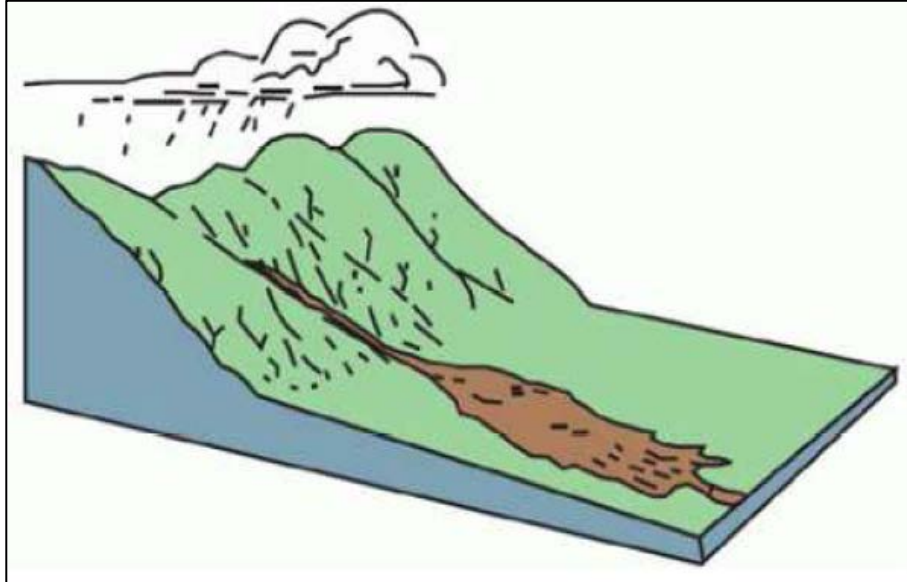


Figure I.6 : Ecoulement de débris.

- **Les écoulements de sols :**

Les écoulements de sols sont caractérisés par un transport à l'état visqueux de matériaux riches en particules fines (50% au minimum).

Les écoulements de sols les plus connus sont :

- Les coulées boueuses se développent sur des matériaux fins comme le sable, les silts ou les argiles. Elles se produisent sur des pentes, par dégénérescence de certains glissements avec afflux d'eau.
- Les coulées torrentielles se produisent en présence de matériaux fins et argileux dans le lit de torrents au moment des crues. La vitesse de ce processus est influencée par la teneur et le type d'argile, le degré d'altération, et la teneur en eau des terrains affectés.
- Les coulées sèches : se dit des écoulements de matériaux superficiels peu ou non saturés. Le déclenchement est souvent dû à une sollicitation mécanique, tel un séisme.

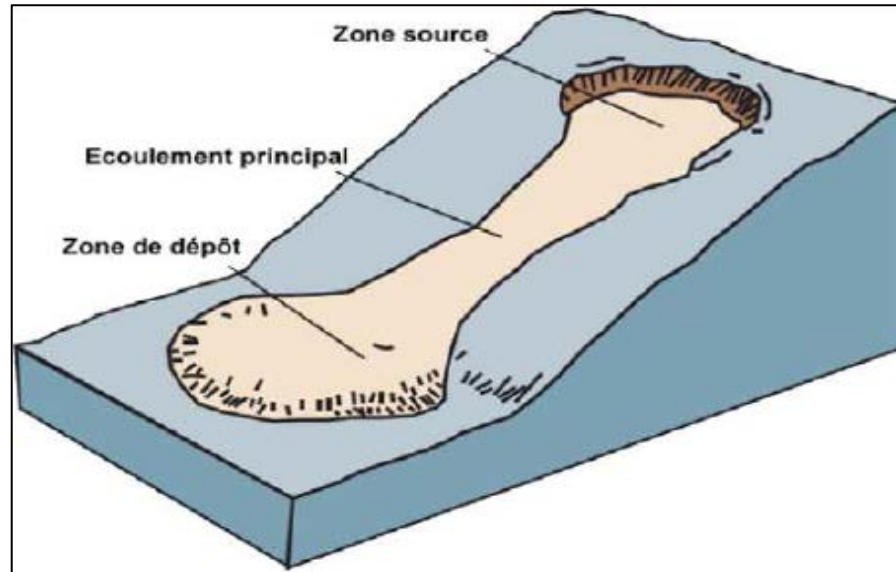


Figure I.7 : Coulée boueuse.

Indépendamment du type de matériaux constituant les versants, un autre type de mouvement est attribué aux écoulements : il s'agit du phénomène de solifluxion.

Le phénomène de solifluxion peut être dû à une alternance gel/dégel, au passage d'animaux et/ou à l'action des racines. C'est un mouvement lent affectant des terrains superficiels meubles sur des pentes très faibles.

La solifluxion peut s'étendre à des versants entiers. Cependant, elle n'affecte que de faibles épaisseurs.

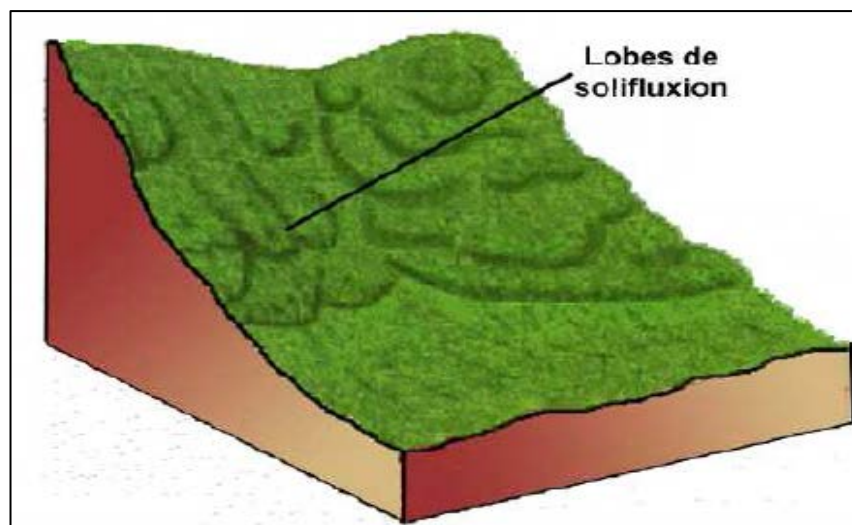


Figure I.8 : Le phénomène de solifluxion.

2. Les mouvements lents et continus :

Ces mouvements entraînent une déformation progressive des terrains, pas toujours perceptible par l'homme. Ils regroupent : l'affaissement, le tassement, le glissement, la solifluxion, le retrait-gonflement et le fluage.

Ils touchent principalement les biens, à travers la fissuration des constructions.

Ces désordres peuvent se révéler si grave pour la sécurité des occupants que la démolition des bâtiments s'impose.

a. Les affaissements :

Les affaissements sont des dépressions topographiques en forme de cuvette, dues au fléchissement lent et progressif du sol, sans ruptures apparentes de ce dernier.

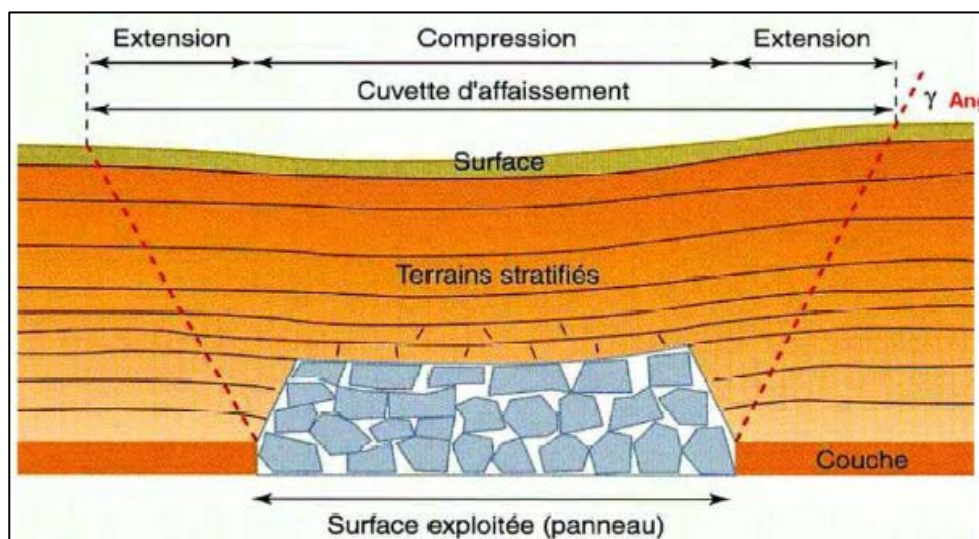


Figure I.9 : Affaissement dû à une exploitation minière [2].

b. Les tassements :

Il s'agit principalement de diminution de volume de certains sols sous l'effet de charges ou d'assèchement.

Les tassements latéraux sont très distincts puisqu'ils se produisent habituellement sur des pentes très douces, voire même sur des terrains plats. Le mouvement dominant est celui d'une extension régressive latérale accompagnée d'un cisaillement ou de fentes de tension.

La rupture est provoquée par la liquéfaction de sédiments à l'état solide. Le déclenchement du phénomène est souvent dû à un mouvement rapide du sol, comme lors d'un tremblement de terre, mais il peut également être artificiellement induit.

Les matériaux évoluent en translation jusqu'à former des reliefs en horsts et grabens avec un fluage en pied.

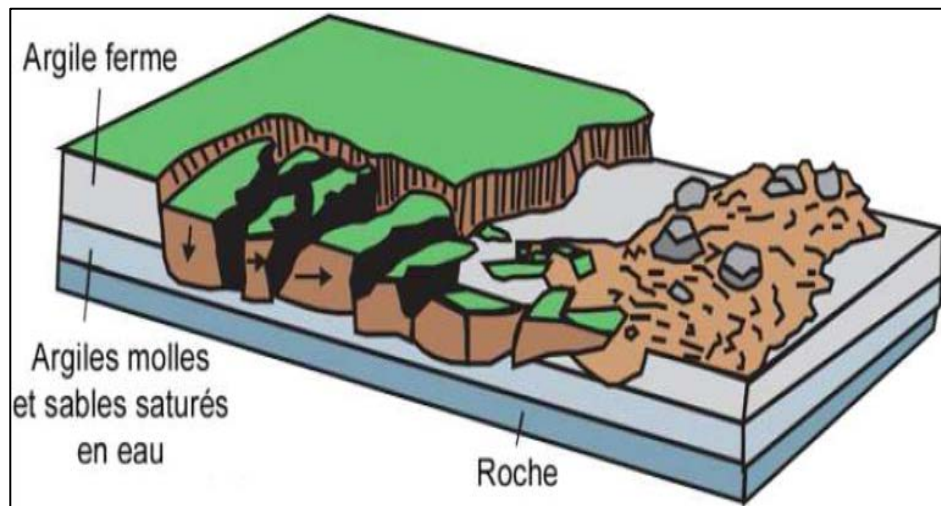


Figure I.10 : Phénomène de tassement latéral [2].

Les tassements par retrait se produisent sur les versants couverts de certains types d'argiles pouvant donner lieu à d'importantes variations de volume en cas de sécheresse durable ou de la succession de plusieurs années déficitaires en eau.

Ce phénomène de retrait/gonflement des sols, aggravé par la présence d'arbres ou d'arbustes au voisinage des habitations, peut être à l'origine de dégâts très importants sur les constructions et les infrastructures.

Il est cependant sans danger pour l'homme compte tenu de la lenteur et de la faible amplitude des déformations occasionnées.

c. Les retraits – gonflement des argiles :

On définit le retrait-gonflement des sols comme étant : «des mouvements de terrains différentiels de petite amplitude, provoqués par des variations de volume de certains sols argileux lorsque leur teneur en eau se modifie».

Il se manifeste essentiellement dans des milieux à climat tempéré au cours des périodes de sécheresse prolongées.

La tranche la plus superficielle du sol est alors soumise à l'évaporation. Il en résulte un retrait des argiles, qui se manifeste verticalement par un tassement et horizontalement par l'ouverture de fissures.

L'amplitude de ce tassement est proportionnelle avec l'épaisseur de la couche d'argile et de sa richesse en minéraux gonflants.

Le principal facteur de prédisposition de ce type de mouvement est lié à la nature du sol. Certains facteurs complémentaires peuvent intervenir : les défauts de fondation, une modification de l'imperméabilisation du sol, un drainage périphérique, les pompages dans un puits voisin, éventuellement une source de chaleur enterrée.

d. Le fauchage :

Il s'agit d'un processus de basculement d'une unité sur un pivot situé en dessous ou sur une unité inférieure, sous l'action de la gravité et de forces exercées par des blocs adjacents ou des pressions de fluide.

C'est une déformation superficielle traduite en mouvement lent qui affecte des roches stratifiées redressées à la verticale et entraîne un basculement vers l'aval des couches sur une épaisseur très variable.

Des ruptures brutales se produisent et les matériaux se désagrègent et passent à l'état de rochers disloqués puis d'éboulis.

Le phénomène de fauchage résulte suite à une action conjuguée entre une disposition structurale et une composition lithologique particulière.

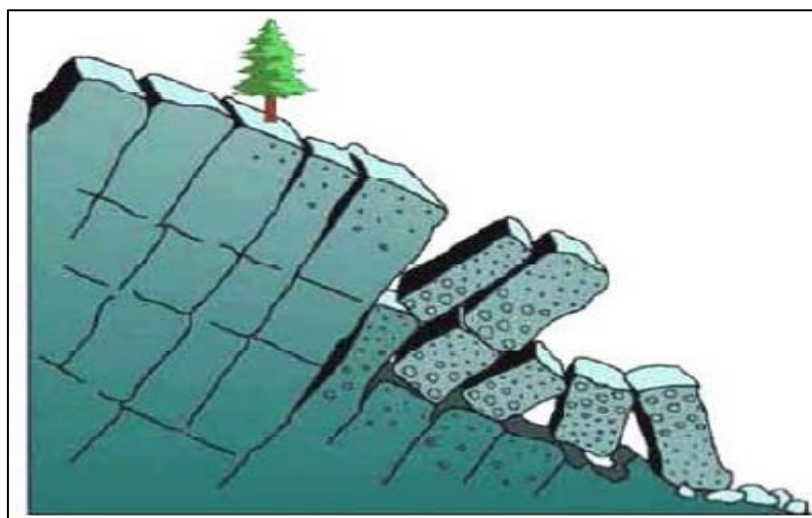


Figure I.11 : Phénomène de fauchage.

e. La solifluxion :

La solifluxion est un phénomène d'écoulement des sols en surface sur des pentes très faibles.

Elle correspond à un mouvement de masse superficiel qui est déclenché lorsque la charge en eau dépasse le seuil de plasticité du matériau. Le sol peut alors fluier dans la pente sur un plan de décollement saturé d'eau.

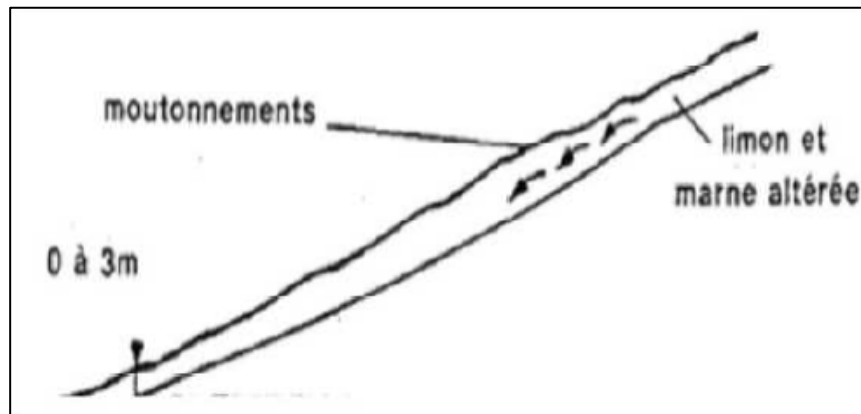


Figure I.12 : Phénomène de la Solifluxion [5].

I.3 GENERALITES SUR LES GLISSEMENTS DE TERRAIN :

1. Définition:

Les glissements de terrain sont des mouvements de masse lents induits par l'insuffisance de la résistance au cisaillement sur une ou plusieurs surfaces de rupture généralement courbes ou planes, ainsi que sur tous type de matériaux.

Le mouvement peut être progressif, c'est à dire que le cisaillement peut ne pas être simultané sur la totalité de la surface de rupture. La propagation de la rupture est contrôlée par le développement des zones entrant en plasticité. La surface de cisaillement devient alors une surface de séparation entre matériau en place et matériau en mouvement.

Selon la surface de rupture rencontrée dans cette classe, on peut classer les glissements en deux catégories :

- Les glissements plans ou translationnels : Il correspond à un mouvement de masse évoluant le long d'un plan de faible résistance mécanique.

Lorsque dans un tel type de glissement, une seule unité est mobilisée, on parle de « glissement par blocs ».

- Les glissements circulaires ou rotationnels : Il s'agit là du phénomène le plus courant. La surface de rupture présente une concavité orientée vers le haut avec une éventuelle présence de fissures concentriques en plan, et concaves suivant la direction du glissement.

La forme du glissement peut être influencée par la nature des terrains concernés et les éventuelles discontinuités rencontrées.

L'escarpement au niveau de la niche d'arrachement peut être relativement vertical et les mouvements sont relativement rapides. En amont de la niche d'arrachement, des fissures de traction peuvent apparaître avec une évolution régressive.

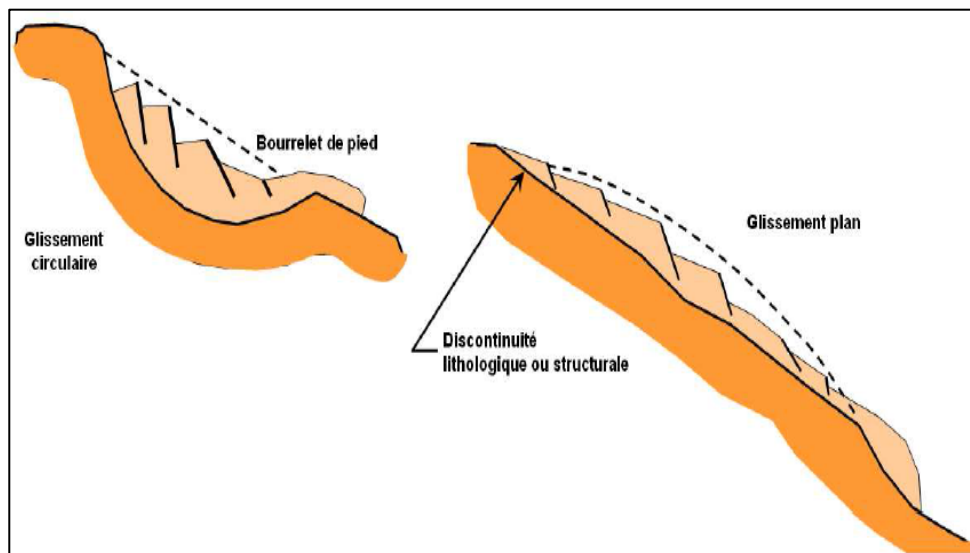


Figure I.13 : Morphologie d'un glissement de terrain [2].

2. Caractéristiques d'un glissement de terrain :

L'analyse d'un glissement de terrain donné, montre la présence d'une surface de rupture très nette le long de laquelle les matériaux impliqués dans le glissement se déplacent au-dessus de matériaux que le phénomène n'affecte pas.

On peut observer également que la surface de rupture s'étend sur une profondeur considérable, de sorte qu'un glissement de terrain ne saurait être considéré comme un phénomène superficiel.

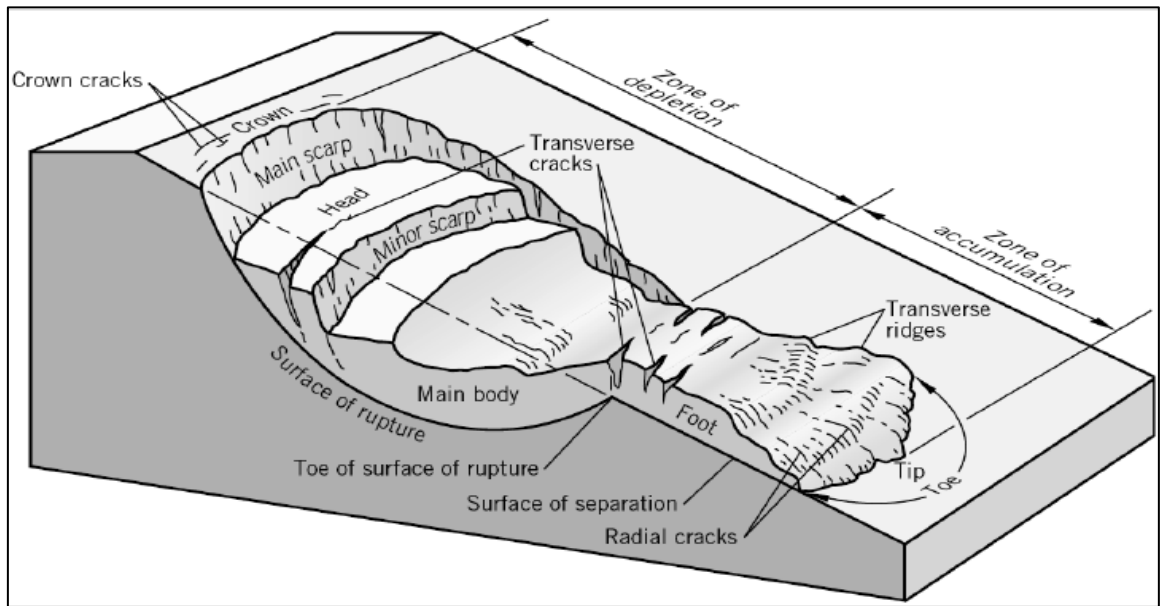


Figure I.14 : Bloc diagramme représentant le mouvement de versant idéal [2].

La commission internationale sur les glissements de terrain a défini l'ensemble des éléments morpho métriques et morphologiques composant un glissement de terrain :

On distingue ce qui suit :

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

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

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

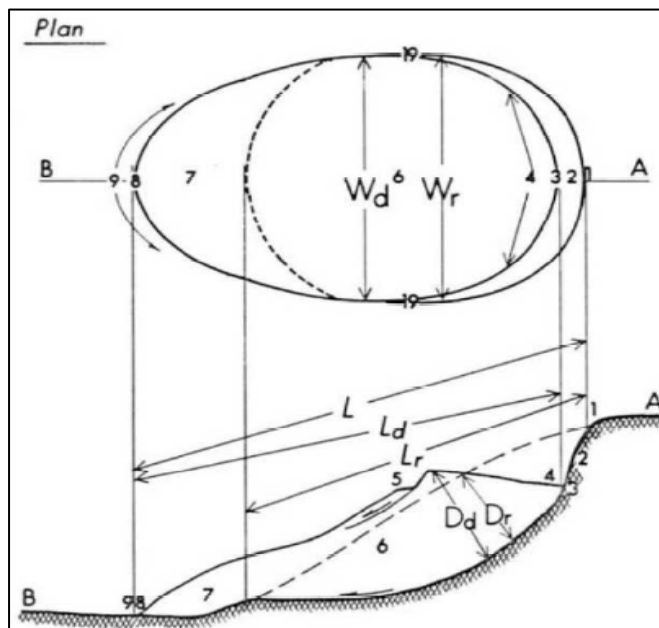
- **Tête** : Partie amont de la masse glissée sur l'escarpement principal.

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

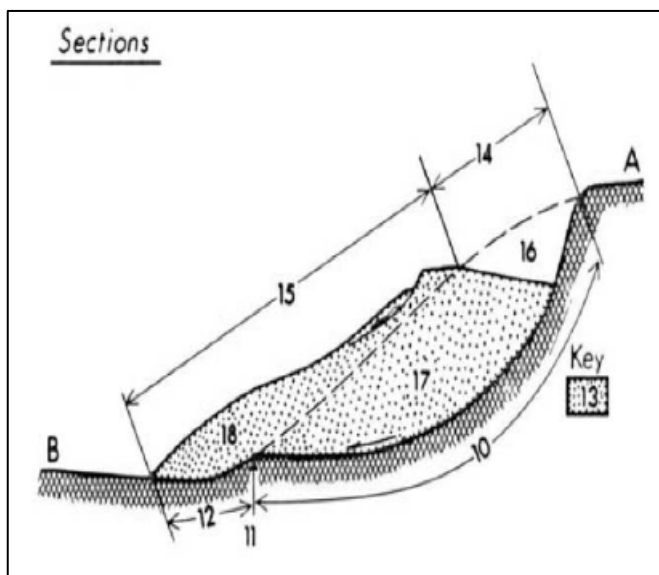
- **Corps** : Partie du matériau glissée au-dessus de la surface de glissement en amont du pied de la surface de glissement.

- **Pied** : Partie de la masse glissée en aval du pied de la surface de glissement.
- **Extrémité aval** : Extrémité aval du matériau glisse.
- **Front** : Partie la plus aval du matériau glissé, en général de forme convexe.
- **Surface de glissement** : Prolongation en profondeur de l'escarpement principal au-dessous de la masse glissée.
- **Pied de la surface de glissement** : L'intersection aval de la surface topographique initiale et la surface de glissement
- **Surface de séparation**: Surface séparant la masse glissée des terrains en place, partie de la surface de glissement.
- **Matériau glisse** : Matériau qui a glissé, partie d'un glissement de terrain.
- **Zone d'affaissement** : Zone d'un glissement de terrain ou la masse glissée est au-dessous de la surface topographique originale.
- **Zone d'accumulation** : Zone d'un glissement de terrain ou la masse glissée est au-dessus de la surface topographique originale.
- **Niche d'arrachement** : Volume situé au-dessus de l'escarpement principal et la masse affaissée et au-dessous de la surface topographique originale.
- **Masse affaissée** : Partie de la masse glissée recouvrant la surface de glissement, qui est située au-dessous de la surface topographique originale.
- **Accumulation** : Partie de la masse glissée qui est située au-dessus de la surface de la surface topographique originale.
- **Flanc** : Limite latérale du glissement prolongeant l'escarpement principal. Le flanc droit est à droite quand les flancs sont vus de la couronne.
- **Longueur de la surface de rupture** (L_r) : distance entre le front de la surface de rupture et la couronne.
- **Longueur de la masse glissée** (L_d) : distance entre le sommet et l'extrémité aval.
- **Longueur totale** (L) : distance entre la couronne et le front de la masse glissée.
- **Largeur de la surface de glissement** (W_r) : distance maximum entre les flancs.

- **Largeur de la masse glissée**(W_d) : largeur maximum de la masse glissée dans une direction perpendiculaire à la longueur L_d .
- **Profondeur de la surface de rupture** (D_r) : distance entre la surface de rupture et la surface topographique originale.
- **Profondeur de la masse glissée**(D_d) : profondeur de la masse glissée dans une direction perpendiculaire à la longueur L_d .



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



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

Figure I.15 : Description des éléments morpho métriques et morphologiques composant un glissement de terrain.

3. Mesure d'un glissement de terrain :

a. La cinématique :

Le degré d'activité des différents mouvements peut également être classé à travers une échelle de vitesse de déplacement de la masse mise à contribution.

L'intensité du glissement varie alors dans l'espace en allant de l'amont vers l'aval sur l'axe de déplacement du glissement de terrain.

Ces paramètres peuvent être exprimés notamment en utilisant une fonction de distribution spatiale ou en appliquant les classements d'intensité qualitatifs relatifs tels que lent, modéré et rapide, ou faible, modéré et élevé.

Le tableau suivant de Cruden et Varnes en 1996, tente d'établir une échelle d'intensité des glissements de terrain en tenant compte de la vitesse de déplacement de la masse mise à contribution :

Calasse de vitesse	Description	Vitesse (mm/s)	Vitesse typique	Destruction significatives probable.
7	Extrêmement rapide	5×10^3	5m/s	Catastrophe majeure ; destruction de bâtiments par le déplacement du matériau ; plusieurs morts ; rescapés peu probable.
6	Très rapide	5×10^1	3m/min	Perte de quelques vies ; vitesse de déplacement très importante pour permettre aux gens de s'échapper.
5	Rapide	5×10^{-1}	1,8m/h	Evacuation possible ; destruction de structures, biens et équipements.
4	Relativement rapide	5×10^{-3}	13m/mois	Possibilité de maintenir temporairement quelques structures.
3	Lent	5×10^{-5}	1,6m/an	Possibilité d'envisager certaines constructions sur le versant si des travaux réguliers de maintenance sont prévus et si l'amplitude du mouvement n'est pas très importante.
2	Très lent	5×10^{-7}	15mm/an	Résistance de quelques structures aux mouvements de masse.
1	Extrêmement lent			Imperceptible sans instruments de mesure ; possibilité d'aménagement avec précautions.

Tableau I.1 : Echelle de vitesse et importance des destructions probables [2].

Vitesse de déplacement du glissement	Classification
1 mm/an à 12 mm/an	Très lent
1 mm/mois à 50 mm/mois	Lent
1,5 mm/j à 100 mm/j	Moyen
4 mm/h à 10 m/h	Rapide
2,5 m/sec à 10 m/sec	Très rapide

Tableau I.2 : Classification des glissements selon leurs vitesses de déplacement.

b. La superficie et le volume :

Les estimations quantitatives dérivent souvent des estimations relatives au site, c'est-à-dire la superficie et/ou le volume mis à contribution dans le phénomène de glissement.

Le tableau suivant montre un exemple de la relation entre les évaluations de l'importance et les niveaux quantitatifs, en termes de superficie et de volume.

Magnitude	Superficie affectée (ha)	Volume minimum implique (m ³)
Très forte	>5	50000
Forte	0,50 à 5,00	5000 à 50000
Moyenne	0,05 à 0,50	500 à 5000
Faible	0,005 à 0,05	50 à 500
Très faible	<0,005	<50

Tableau I.3 : Exemple de classement de glissements par niveau d'importance en termes de superficie et de volume mis à contribution.

c. L'intensité :

L'intensité d'un glissement de terrain est quantifiée à partir de l'estimation du coût des investissements nécessaires pour mettre en place des éléments de protection passif face au phénomène :

Coût	Intensité
- Financièrement supportable pour un particulier (ex: purge de blocs).	Faible
- Financièrement supportable pour un groupe de propriétaires (ex: comblement cavité, drainage).	Moyenne
- Déborde du cadre parcellaire. - Cout important et/ou technique difficile. (ex: stabilisation glissement, confortement de pan de falaise).	Forte
- Pas de parade technique.	Majeure

Tableau I.4 : Intensité des glissements de terrain en fonction des investissements en structures de protection.

d. La gravité :

La gravité d'un glissement de terrain est évaluée à partir des dégâts que ce dernier peut engendrer :

Estimation des dégâts	Gravité
Pas d'accident (ex: retrait / gonflement, fluage, glissement lent).	Faible
Accident isolé (ex: glissement à paroxysme rapide).	Moyenne
Quelques victimes (ex: chutes de blocs, laves torrentielles, fontis).	Forte
Quelques dizaines de victimes (ex: éboulement, effondrement généralisé de carrière).	Majeure

Tableau I.5 : Gravité des glissements de terrain en fonction d'importance des dégâts.

4. Différentes manifestations des glissements de terrain :

Les manifestations des glissements de terrain sont variables, allant du simple glissement de talus très localisé, au mouvement de grande ampleur pouvant concerner l'ensemble d'un versant.

Les profondeurs des surfaces de glissement varient ainsi de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres de profondeur.

On parle de glissements superficiels dont les signes visibles en surface sont souvent spectaculaires (fissures dans les murs des habitations, bourrelets dans les champs, poteaux penchés...), et de glissements profonds qui présentent moins d'indices observables et qui sont donc plus difficilement détectables.

5. Les causes des glissements de terrain :

Très souvent, les glissements de terrain et les coulées de boue sont déclenchés par un ensemble de facteurs divers. Certaines conditions doivent être réunies pour menacer la stabilité d'un versant, à celles-ci s'ajoutent un ou plusieurs mécanismes déclencheurs.

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

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

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

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

Tant que les forces de résistance (force de frottement et cohésion) sont plus fortes que la force motrice (gravité), la stabilité du versant est garantie.

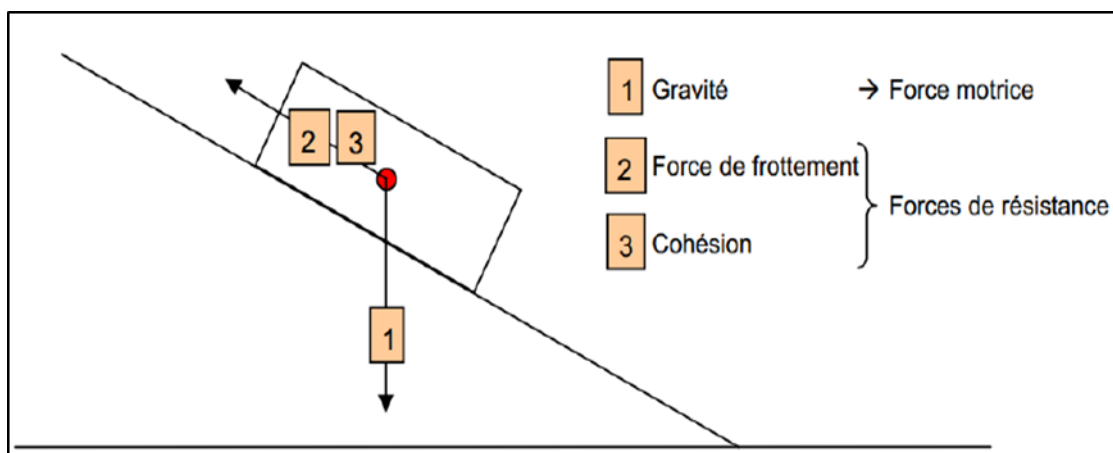


Figure I.16 : Forces agissant sur un massif de sol en pente [11].

6. Prédispositions générales :

L'analyse d'une série de paramètres fondamentaux permet de définir, dans une large mesure, la probabilité d'occurrence d'un glissement, ainsi que sa localisation :

- **La géologie du site** : La nature géologique des terrains est un des principaux facteurs d'apparition de ce phénomène tout comme l'eau et la pente.

La grande majorité des glissements apparaissent dans des terrains argileux ou dans des formations grenues suffisamment chargées en argile pour que ce matériau impose son comportement. La prédisposition au glissement des terrains fins et argileux tient d'abord du rôle que peut jouer l'eau sous ses diverses formes.

- **Matériaux**: La force de cohésion et la composition du terrain sont des facteurs décisifs :

- **Force de cohésion**: si le sol est, par exemple, composé exclusivement de matériau granulaire, la cohésion entre les différentes particules du sol est minime, voire nulle. Dans ce cas, seule la force de frottement peut s'opposer à un éventuel glissement de terrain.

- **Force de frottement**: la force de frottement est faible si, par exemple, les terrains meubles ou les roches comportent des discontinuités remplies de particules fines. Dans ce cas, la probabilité de voir une couche glisser sur l'autre vers l'aval est très élevée.

- **Déclivité**: est l'un des facteurs déterminant dans la genèse des glissements de terrain. En effet, pour qu'une rupture puisse se produire sur un versant, il faut qu'il y ait l'intervention de la gravité, accompagnée d'un appel au vide.

Ce phénomène ne pouvant prendre naissance sur des terrains plats, la prise en compte du degré de pente des versants et des couches est d'une importance capitale.

Les glissements de terrain peuvent se produire sur des pentes modérées à raides, d'une déclivité de 10 à 40 degrés généralement.

- **Hydrologie**: Un terrain offrira plus ou moins de résistance au glissement en fonction de sa sensibilité à l'eau, celle-ci dépendant directement de la composition des matériaux constituant le versant.

Les glissements de terrain se produisent avant tout lorsqu'un important volume d'eau pénètre dans le sol sur une période prolongée.

En montagne, dans le cas contraire, les précipitations sont stockées sous forme de neige ou de glace.

- **Erosion:** les processus d'altération tendent à faire disparaître les sols superficiels et mettent à nu les couches sous-jacentes. L'infiltration s'en trouve renforcée et la teneur en eau des horizons profonds augmente. De tels phénomènes réduisent la force de frottement et la cohésion.

- **Végétation:** les racines des arbres et des arbustes peuvent contribuer à améliorer la cohésion du sol. Une pente peut être fortement déstabilisée en cas de disparition soudaine de la végétation suite à un incendie de forêt, au défrichage du terrain, à une tempête, ou à la sécheresse.

- **Activités humaines:** celles-ci peuvent avoir une forte influence sur la stabilité d'une pente. En voici quelques exemples:

- **Construction d'infrastructures ou de bâtiments:** augmente le poids qui repose sur la pente. La stabilité peut également être fortement réduite si des constructions sont érigées en bas du versant avec une excavation dans le pied du glissement (suppression de butée).

- **Arrosage et irrigation:** modifie la teneur en eau du sol.

- **Défrichage:** entraîne le dépérissement des racines des arbres, qui ne peuvent plus jouer leur rôle stabilisateur.

- **Écoulements d'eau:** les conditions d'écoulement dans une pente peuvent être modifiées notamment par le compactage ou l'imperméabilisation du sol. Les canalisations présentes dans le terrain peuvent aussi constituer des chemins d'écoulement préférentiel avec concentration locale des eaux.

- **Pentes artificielles:** les conditions de stabilité peuvent être fortement altérées si la structure interne d'une pente est modifiée. Les pentes artificielles présentent souvent des caractéristiques moins favorables du point de vue de leur stabilité que les pentes naturelles (compactage, cohésion, drainage des eaux, etc...)

7. Déclenchement d'un glissement de terrain :

Un mécanisme déclencheur est nécessaire pour qu'une masse se mette en mouvement. Les principaux mécanismes déclencheurs sont les suivants:

- **Action de l'eau** : l'une des principales causes du déclenchement des glissements de terrain étant d'origine hydraulique.

Les infiltrations d'eau dans le sol : elles engendrent des actions déstabilisatrices qui peuvent être résumées par :

- L'accroissement du poids volumique des sols par augmentation de la teneur en eau (augmentation du degré de saturation).
- Le changement du comportement rhéologique du sol.
- L'augmentation du niveau de la nappe d'eau qui peut être importante, ce qui fait diminuer le coefficient de sécurité.

- **Les fortes précipitations/fontes des neiges**: lorsqu'une quantité importante d'eau s'infiltré dans le sol, la force de cohésion et la force de frottement peuvent diminuer en raison de la poussée verticale, ce qui peut entraîner un glissement de terrain.

Lorsque, en plus de cela, la quantité d'eau qui pénètre dans la pente est supérieure à la quantité d'eau qui s'en écoule, une pression interstitielle se forme. Cette pression peut déclencher un glissement de terrain brutal.

Les apports d'eau sont généralement considérables lorsqu'une fonte des neiges importante s'ajoute à de fortes précipitations.

- **Les écoulements souterrains** : Ils jouent aussi un rôle défavorable dans l'activation des glissements de terrain. Les raisons liées à ce phénomène, pouvant déstabiliser le terrain sont généralement :

- L'action des pressions de courant qui exercent une poussée sur le matériau qu'elle traverse.
- Le colmatage du terrain résultant des dépôts, des particules fines se trouvant en suspension dans l'eau, dans les interstices du milieu poreux, ce phénomène diminue la perméabilité du matériau, et engendre une augmentation de la pression interstitielle.

- **Les écoulements superficiels (ruissellements)** : ils donnent lieu à une érosion externe, qui risque de modifier la géométrie du versant, ce qui modifie les conditions de stabilité.

- **L'action sismique** : l'origine des instabilités peuvent provenir d'une sollicitation sismique qui induit l'apparition des forces d'inertie (d'origine sismique).

Les mécanismes de rupture des pentes sous séisme sont souvent très difficiles à évaluer en raison de la complexité de la géologie locale, et du manque d'informations sur le comportement rhéologique et hydrologique des matériaux.

Sous l'effet du séisme, deux facteurs déclenchant peuvent avoir lieu :

- La diminution des caractéristiques du matériau et de sa résistance au cisaillement sous l'effet des vibrations sismiques.

- Les effets du site qui conduisent à une amplification de l'effort (réflexion, réfraction et diffractions des ondes).

I.4 CONCLUSION :

A travers ce chapitre, nous avons présenté quelques généralités et définitions sur les mouvements de terrains.

Ces définitions serviront de base pour l'analyse physique de ces mouvements à travers le chapitre II.

II.1 INTRODUCTION :

On pourra distinguer trois façons fondamentales différentes d'aborder le problème de calcul de stabilité des pentes et des talus:

1- L'application de la méthode des éléments finis permet d'envisager des lois de comportement relativement complexes, et de déterminer le champ de contraintes et de déformations existant réellement in-situ.

2- L'application de la méthode à la rupture envisage un comportement rigide plastique. Elle permet de déterminer les « zones limites » où l'état de contrainte présente le même écart par rapport à l'état de la rupture. Mais l'expérience montre que les ruptures des talus se produisent en général non pas par mise en plasticité de tout le talus mais par cisaillement suivant une « surface de glissement ».

3- La méthode universellement utilisée est celle de l'équilibre limite, dont on considère l'aptitude au glissement d'un certain volume de sol au voisinage de la pente. Puis on étudie la stabilité de cet élément de sol.

II.2 LE PRINCIPE D'EQUILIBRE LIMITE :

De manière classique, on définira les conditions d'équilibre limite et on utilisera la notion du coefficient de sécurité.

On suppose que l'équilibre limite existe au moment de la rupture le long de la ligne de glissement.

Dans le cas simple présenté, le poids du sol est équilibré par les réactions K et R mobilisées le long de la frontière avec le reste du talus.

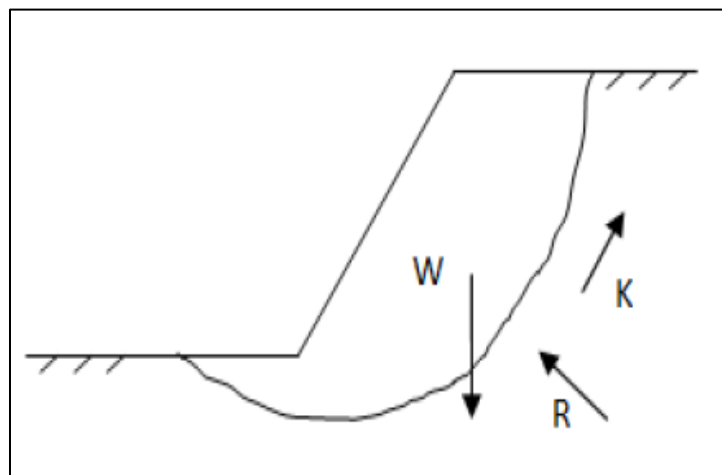


Figure II.1 : Les efforts appliqués à un talus en état d'équilibre [15].

Il y a équilibre limite si R et K sont les valeurs limites mobilisables par le sol.

Si R et K (ou R ou K) sont faibles, il existe peut-être un volume de sol plus critique.

L'étude du problème consiste donc à rechercher le volume « critique » correspondant à la marge de sécurité (coefficient de sécurité à déterminer) la plus faible.

Les méthodes de calcul consistent à rechercher la surface le long de laquelle le coefficient de sécurité F est le plus faible.

II.3 HYPOTHESES CLASSIQUES DE LA METHODE DE L'EQUILIBRE :

1- Le problème supposé bidimensionnel. c'est une hypothèse simplificatrice (assez courante en mécanique des sols) qui va dans le sens de la sécurité. Par la suite on écrira donc *ligne* pour *surface* et *surface* pour *volume*.

2- Il existe une ligne de glissement.

3- Le sol est considéré comme ayant un comportement rigide plastique avec le critère de coulomb : $\tau = c + \sigma \cdot \tan\varphi$

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

5- Le coefficient de sécurité F est traduit entre l'état d'équilibre existant et l'équilibre limite :

$$F = \frac{\tau_{lim}}{\tau} = \frac{c + \sigma \cdot \tan\varphi}{c_c + \sigma \cdot \tan\varphi_c}$$

c_c et φ_c Représentent les valeurs de c et φ qui conduiraient à une valeur de F égale à 1, donc à la ruine de l'ouvrage.

II.4 DEFINITION DU COEFFICIENT DE SECURITE :

Le principe de calcul de stabilité des talus consiste à déterminer le facteur de sécurité « Fs » par lequel il faut diviser la résistance de la surface de glissement pour que la masse potentiellement stable soit à la limite de l'équilibre.

Ce facteur peut être écrit de la façon suivante : $F = \frac{\tau_{lim}}{\tau}$

τ : Contrainte de cisaillement s'exerçant le long de la surface.

τ_{lim} : Résistance au cisaillement.

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

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

- Soit, on connaît la surface exacte et on cherche à déterminer, pour $F_s=1$, les caractéristiques correspondantes.

- Soit, on a les caractéristiques, et on cherche à déterminer la surface de glissement la plus probable.

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

Lorsque le facteur de sécurité F_s est égal à 1, la rupture est imminente.

Généralement, un facteur de sécurité « F_s » supérieure à 1.5 est acceptable pour la conception d'un talus.

Il faut, toutefois mentionner que le coefficient de sécurité est lié :

- A l'approche adoptée pour calculer ce coefficient.
- A l'état de contraintes dans le milieu (Méthode adoptée).
- Aux propriétés du milieu.
- A l'hypothèse de la forme de la surface de rupture.

Le coefficient de sécurité « F_s » peut être aussi déterminé en fonction des forces ou des moments des forces résistantes et motrices comme suit :

- Dans le cas des glissements plans :
$$F_s = \frac{\sum \text{forces résistantes}}{\sum \text{forces motrices}}$$

- Dans le cas des glissements circulaires :
$$F_s = \frac{\sum \text{moments des forces résistantes}}{\sum \text{moments des forces motrices}}$$

On peut aussi le définir en fonction d'un élément géométrique ou en fonction des caractéristiques mécaniques des sols :

$$F_s = \frac{h_c}{h_{réelle}}$$

h_c : Hauteur critique d'un talus.

$h_{réelle}$: Hauteur réelle du talus.

II.5 CHOIX DE LA VALEUR DU COEFFICIENT DE SECURITE DANS LE CALCUL DE STABILITE :

Le facteur de sécurité minimal « F_s » 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, ou pour des méthodes dont l'incertitude est grande (analyse en contrainte totale avec risque d'erreur sur la valeur de la cohésion drainé cu).

Pour certains sites peu importants ou pour certains ouvrages courants, et lorsqu'il n'y a pas de risque pour la vie humaine, on peut accepter des valeurs plus faibles pendant un moment très court ou pour des fréquences faible : 1.2 voire 1.1

Mais pour pouvoir se rapprocher ainsi de 1, c'est-à-dire de la rupture, il faut être sûr de la validité des hypothèses et des paramètres adoptés, ce qui souvent est difficile en géotechnique.

Le tableau ci-dessous, nous donne les valeurs de « F_s » en fonction de l'importance de l'ouvrage, et des conditions particulières qui l'entoure :

F_s	Etat de l'ouvrage
<1	- Danger
1 à 1,25	-Sécurité contestable
1,25 à 1,4	- Sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants. - Sécurité contestable pour les barrages, ou bien quand la rupture serait catastrophique.
>1	- Satisfaisante pour les barrages

Tableau II.1 : valeurs de « F_s » en fonction de l'importance de l'ouvrage.

La définition des seuils des facteurs de sécurité dépend de l'approche adoptée, des fréquences de sollicitations de l'ouvrage en question, et du risque créé par la rupture.

En condition normale, Fellenius propose un seuil égale à 1,25 alors que $F_s = 1,5$ pour Bishop.

II.6 GLISSEMENT PLAN :

Dans des cas particuliers, on peut admettre des rayons de courbure infinis, ce qui nous amène à des glissements plans.

D'autre part, cette méthode est une bonne introduction aux méthodes plus élaborées.

Si on considère une pente infinie, la pente est supposée s'étendre infiniment dans toutes les directions, et le glissement est supposé se produire le long d'un plan parallèle à la face de la pente [1].

Puisque la pente est infinie, les contraintes sont les mêmes sur tous les deux plans qui sont perpendiculaires à la pente, comme les plans A-A' et B-B' dans la figure ci-dessous :

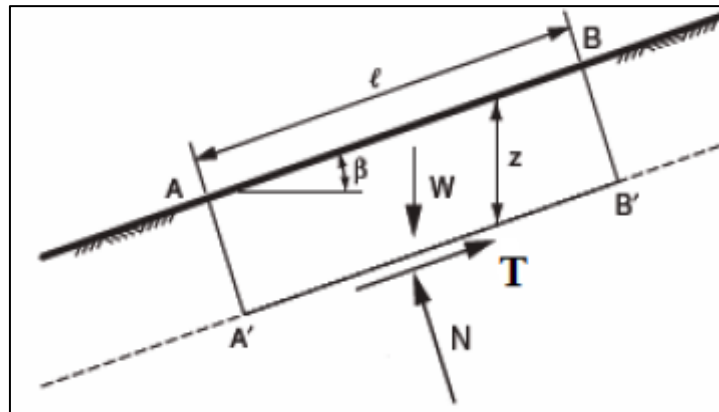


Figure II.2 : Pente infinie de surface de rupture plane.

Les équations d'équilibre sont calculées en considérant un bloc rectangulaire.

Pour une pente infinie, les forces sur les deux extrémités du bloc seront identiques en amplitude, en sens opposé, et colinéaires.

Ainsi, les forces sur les extrémités du bloc équilibrent exactement les uns aux autres, et peuvent être ignorés dans l'équilibre des équations. Résumant les forces dans des directions perpendiculaires et parallèles au plan de glissement donne les expressions suivantes pour la force de cisaillement T, et la force normale N, sur le plan:

$$T = W \cdot \sin\beta \quad N = W \cdot \cos\beta$$

β : est l'angle d'inclinaison de la pente et du plan de glissement, mesuré par rapport à l'horizontale.

W : le poids propre du bloc.

Pour un bloc de l'unité d'épaisseur dans la direction perpendiculaire au plan de la section transversale, le poids est exprimé en :

$$W = \gamma \cdot l \cdot z \cdot \cos\beta$$

γ : est l'unité de mesure du poids total du sol.

l : La distance entre les deux extrémités du bloc mesuré parallèlement à la pente.

z : Profondeur verticale au plan de cisaillement.

En substituant l'expression du « W » dans les expressions du « T » et « N » donne :

$$T = \gamma \cdot l \cdot z \cdot \cos\beta \cdot \sin\beta \qquad N = \gamma \cdot l \cdot z \cdot \cos^2\beta$$

Les contraintes normales et de cisaillement sur le plan de cisaillement sont constants pour une pente de longueur infinie, et sont obtenues en divisant par la surface du plan ($l \cdot 1$), pour obtenir :

$$\tau = \gamma \cdot z \cdot \cos\beta \cdot \sin\beta \qquad \sigma = \gamma \cdot z \cdot \cos^2\beta$$

En substituant ces expressions dans la formule du coefficient de sécurité pour obtenir la formule du coefficient de sécurité, on trouve :

$$F_s = \frac{c + \gamma \cdot z \cdot \cos^2\beta \cdot \tan\varphi}{\gamma \cdot z \cdot \cos\beta \cdot \sin\beta}$$

En termes de contraintes effectives :

$$F_s = \frac{c' + \gamma \cdot z \cdot \cos^2\beta \cdot \tan\varphi'}{\gamma \cdot z \cdot \cos\beta \cdot \sin\beta}$$

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

$$F_s = \frac{\tan\varphi}{\tan\beta}$$

II.7 PRESENTATION DES METHODES CLASSIQUES D'ANALYSE DE STABILITE DES PENTES :

On considère un talus de sol homogène, isotrope et sans eau avec un substratum rigide profond.

Soit un volume de sol voisin du talus et limité par une frontière S1S2 de forme quelconque appelée par abus de langage « ligne de glissement », qu'elle soit ou non critique.

Ecrivons l'équilibre statique de la section de talus :

- Equilibre horizontal : $R_H + K_H + q_H = 0$
- Equilibre vertical : $R_V + K_V + q_V + W = 0$
- Equilibre des moments par rapport à un point « o » :

$$M'_o(R) + M'_o(K) + M'_o(q_H + q_V) + M'_o(W) = 0$$

On pose alors : $M'_o(R) = \rho_R \cdot R$ $M'_o(K) = \rho_K \cdot K$

Les caractéristiques mécaniques critiques sont :

$$C_c = \frac{c}{F} \quad \text{Et} \quad \tan \varphi_c = \frac{\tan \varphi}{F}$$

Avec :

$$\int_{S_1}^{S_2} \sigma_n n ds = N \quad \int_{S_1}^{S_2} \sigma_n n \tan \varphi_c ds = N \cdot \tan \varphi_c$$

$$\int_{S_1}^{S_2} c_c t ds = K \quad \int_{S_1}^{S_2} \sigma ds \cdot R = N + N \cdot \tan \varphi_c$$

Où S est l'abscisse curviligne et $\sigma = \sigma_n n + \tau t$ le vecteur contraint sur la ligne de glissement.

On remarque que :

- K est parallèle à la ligne $S_1 S_2$.
- La grandeur de K ne dépend que des extrémités S_1 et S_2 .
- La position de K ne dépend que de la géométrie de la ligne de glissement.

Le problème est statiquement indéterminé, puisque l'on dispose de 3 équations d'équilibre pour 4 inconnues qui sont : R_H , R_V , ρ_R et F.

La non connaissance de la répartition des contraintes normales σ_n est la cause de l'indétermination statique du problème.

D'où les diverses hypothèses suivante:

1. Hypothèses sur la ligne de glissement :

- **Rectiligne (méthode de Cullman)** : Elle présente un intérêt certain dans le cas d'hétérogénéités telles que clivage ou filons plan d'argile molle. Par contre en milieu homogène et isotrope, les résultats obtenus ne sont acceptables que pour les talus presque verticaux, sinon la méthode surestime F.

- **Spirale logarithmique** : Elle donne des résultats comparables à la méthode du cercle, d'ailleurs l'arc de la spirale critique est très proche de l'arc de cercle critique.

Ces deux méthodes permettent de s'affranchir d'une hypothèse sur la répartition des contraintes σ .

2. Hypothèses sur la répartition des contraintes normales σ :

- **Méthodes globales** : On étudie l'équilibre d'ensemble du talus en considérant que la répartition des contraintes se trouve entre deux répartitions extrêmes (cas de rupture circulaires).

- **Méthodes des tranches** : La répartition des se déduit d'un calcul d'équilibre de tranches verticales effectuées dans le talus.

A. Méthodes D'analyse globales :

1. Introduction :

Il n'est pas possible de traiter de la stabilité des pentes sans faire au moins une allusion à la méthode développée par Taylor en 1937 et qui, pendant longtemps, a été le seul procédé utilisé pour l'étude globale de la masse de terre sujette au glissement.

Par la suite Caquot (1954) et Biarez (1970) ont également présenté des méthodes globales d'analyse de stabilité des pentes, dans lesquelles il s'agit d'évaluer correctement le moment résistant des forces de frottement.

2. Méthode de Taylor (méthode du cercle de frottement) :

a. Hypothèse :

- La ligne de glissement est supposée circulaire.
- Jusqu'à une certaine profondeur au-dessous du pied de talus, le sol est parfaitement homogène.
- A cette profondeur, le sol repose sur la surface horizontale d'une couche plus consistante, dite base résistante, dans laquelle la surface de glissement ne pénètre pas.
- Il n'y a ni nappe phréatique, ni écoulement d'eau.

• La répartition des contraintes à la base est comprise entre une répartition uniforme et une répartition sinusoïdale le long de l'arc de glissement.

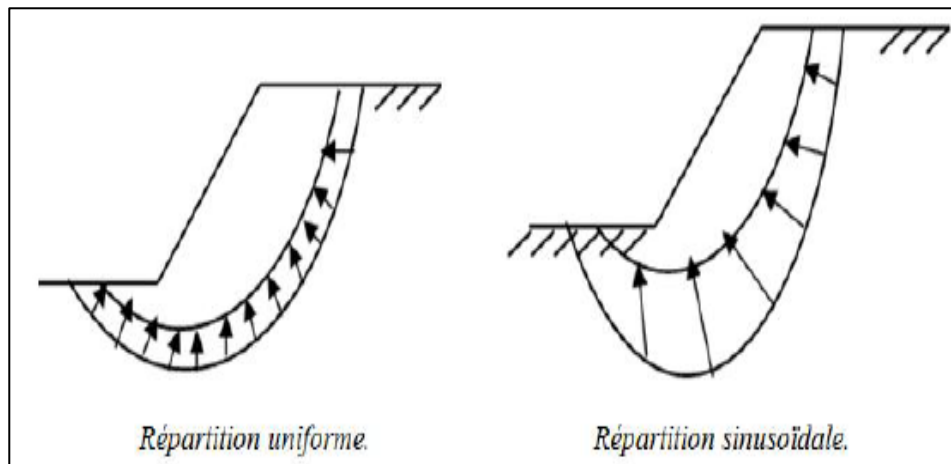


Figure II.3 : Répartition des contraintes.

b. Types de ruptures :

Soit donc à étudier la stabilité d'un massif de poids volumique, de caractéristiques C et φ , qui présente un talus incliné d'un angle β par rapport horizontale et de hauteur H .

1. Lorsque le glissement se produit, le cercle critique est généralement « **un cercle de pied** » qui passe, par le pied, b , du talus.

On peut distinguer deux cas parmi ces cercles, suivant que le point le plus bas est situé au-dessus ou au-dessous du niveau du pied :

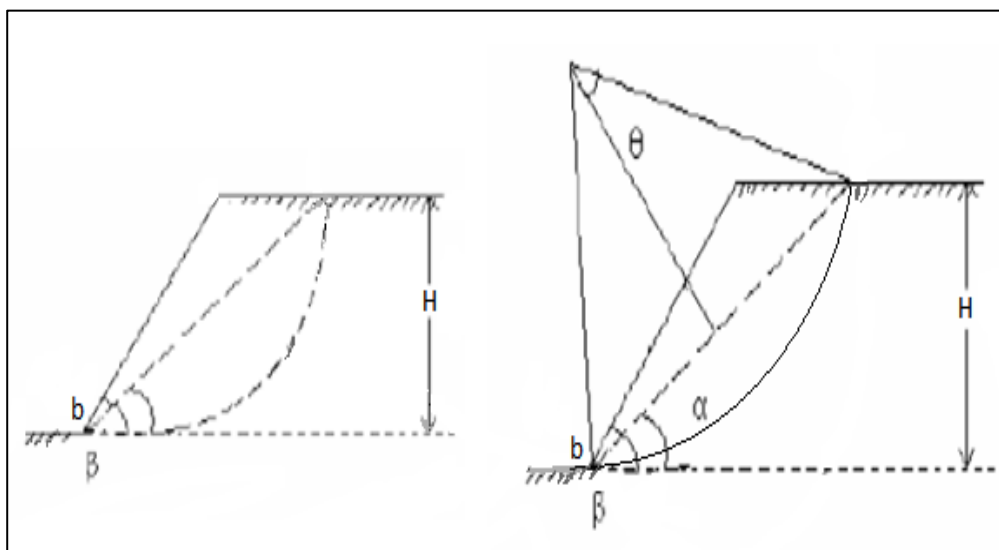


Figure II.4 : forme de cercles de pied [5].

2. Toutefois, si la base résistance est situé à peu de distance au-dessous de « b », le cercle peut devenir « **un cercle de flanc de talus** » qui est tangent à la base résistance et coupe le talus au-dessus de son pied :

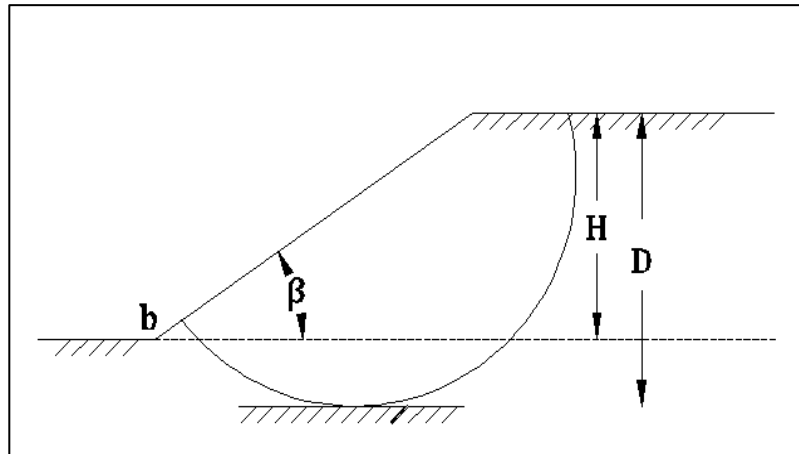


Figure II.5 : Un cercle de flanc de talus.

Lorsqu'il se produit un glissement par la base, le cercle critique est dit « **cercle à mi-pente** », parce que son centre est situé sur une ligne verticale passant par le point m milieu du talus.

Le cercle à mi-pente est tangent à la base résistance.

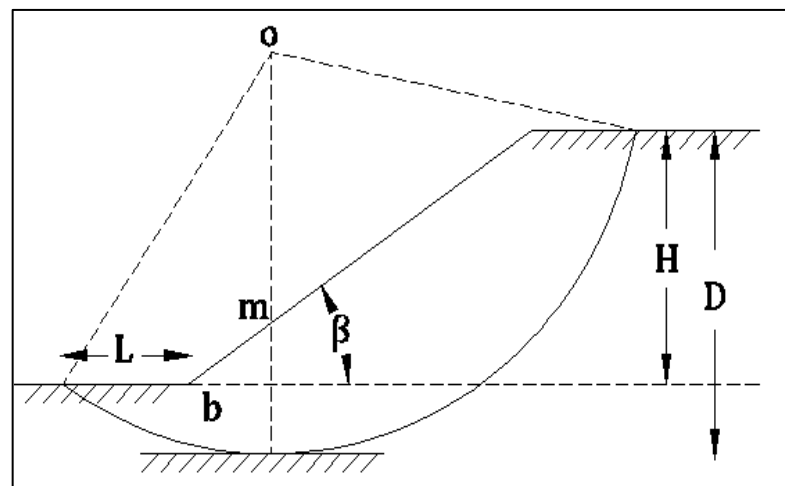


Figure II.6 : Un cercle à mi-pente.

La grandeur et la position de ces cercles sont définies par une série de paramètres, tel que β et H , il y a lieu d'ajouter θ , α , D et L .

Taylor a mené des investigations très complètes, sur les caractéristiques mécaniques requises pour assurer la stabilité dans ces différents cas de figures.

B. Méthodes par tranches:

1. Introduction :

Les répartitions des contraintes envisagées par les méthodes globales sont encore schématiques, et ne conviennent que pour des profils de talus en sol homogène et isotrope.

Les méthodes par tranches sont plus souples, le talus est partagé en tranches verticales, et l'étude de l'équilibre de tranche par tranche permet de moduler les valeurs de σ et d'envisager des conditions plus complexes : profil de talus non rectiligne, hétérogénéité du sol, ligne de glissement quelconque.

2. Mise en équation du problème :

Soit $Y_A(x)$ et $Y_B(x)$ et $e(x)$ respectivement les fonctions du profil du talus, de la ligne de glissement, et de la ligne de poussé.

$Y_A(x)$ et $Y_B(x)$ sont assimilés à des lignes polygonales, les tranches étant considérées comme trapézoïdales.

Les réactions sont supposées s'appliquer au milieu de la base de chaque tranche.

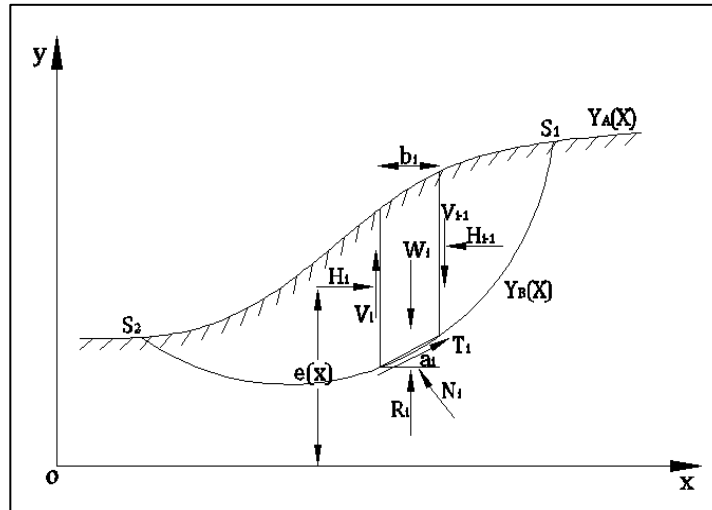


Figure II.7 : Les efforts exerçant sur une tranche.

Une tranche (i) est soumise aux forces suivantes :

- Le poids de la tranche : $W_i = \gamma \cdot h_i \cdot b_i$
- Les efforts inter tranches qui se divisent en efforts verticaux V_i et V_{i+1} , et horizontaux H_i et H_{i+1} .

- La résistance au cisaillement R_i , qui se décompose en :

$$\text{Composantes normale : } N_i = \sigma_i \cdot l_i \quad l_i = \frac{b_i}{\cos \alpha_i}$$

$$\text{Composante tangentielle : } T_i = \tau_i \cdot l_i$$

$$\text{Or : } \tau_i = C_{ci} + \sigma_i \cdot \tan \varphi_{ci} = \frac{C_i + \sigma_i \cdot \tan \varphi_i}{F}$$

$$\text{Soit en remplaçant } \sigma_i \text{ par sa valeur : } T_i = \frac{C_i \cdot b_i}{F \cdot \cos \alpha_i} + \frac{N_i \cdot \tan \varphi_i}{F}$$

Remarquons que les valeurs de C_i et φ_i qui interviennent dans le calcul de T_i sont des caractéristiques critiques.

Pour un talus composé de « n » tranches, caractérisées par C_i et φ_i à la base, on peut formuler :

- *L'équilibre des forces et des moments pour chaque tranche, soit « n » équations.*
- *On définit un facteur de sécurité unique pour tout le talus, soit « 1 » inconnu.*
- *Les efforts normaux, inconnus à la base des tranches sont au nombre de « n ».*
- *Enfin, les efforts intertranches au nombre de « n-1 » se décomposent en 2 composantes, donc « 2 » inconnus, plus une autre inconnue qui est leur point d'application.*

Soit un total de « 3n » équations pour « 4n-2 » inconnus.

Le problème est donc statiquement indéterminé, car il manque « n-2 » équations, et il est nécessaire d'ajouter une équation sous forme d'hypothèse supplémentaire afin de contourner la difficulté, c'est d'ailleurs, le point de divergence des différentes méthodes des tranches.

3. Hypothèses utilisées dans la méthode des tranches :

Pour pouvoir résoudre le système d'équations précédentes, il convient de faire les hypothèses supplémentaires. On peut distinguer ainsi :

- **Hypothèses sur les efforts inter tranches :**

Méthode de Fellenius.

Méthode de Bishop.

- **Sur la ligne de poussé :**

Méthode de Jambu.

- **Sur l'orientation des efforts intertranches :**

Méthode de Spencer

- **Sur la répartition des contraintes le long de la ligne de glissement :**

Méthode des perturbations

Les méthodes correspondant à ces hypothèses sont dites exactes si elles fournissent les « n-2 » relations manquantes.

Il existe aussi des méthodes approchées qui dérivent, elles sont moins précises, mais plus rapides et souvent suffisantes.

En effet, des comparaisons avec les méthodes exactes montrent que les méthodes approchées sous-estiment la valeur de « F ».

3. Méthodes basées sur des hypothèses sur la valeur des efforts intertranches :

A. Méthode de bishop généralisée :

Dans le cas où la ligne de glissement est circulaire, l'équilibre vertical s'écrit :

$$W_i + (V_i - V_{i+1}) = N_i \cdot \cos a_i + T_i \cdot \sin a_i \quad N_i \cdot \cos a_i + \frac{C_i \cdot b_i \cdot \sin a_i}{F} + \frac{N_i \cdot \tan \varphi_i \cdot \sin a_i}{F}$$

D'où, la valeur de N_i :

$$N_i = \frac{\left[W_i + (V_i - V_{i+1}) - \left(\frac{C_i \cdot b_i \cdot \tan a_i}{F} \right) \right]}{\left(\cos a_i + \left(\frac{\sin a_i \cdot \tan a_i}{F} \right) \right)}$$

Ou bien, sous la forme compacte, on désigne la quantité :

$$m_a = \cos a_i \cdot \left(1 + \frac{\tan a_i \cdot \tan \varphi_i}{F} \right)$$

Donc:

$$N_i = \frac{\left[W_i + (V_i - V_{i+1}) - \left(\frac{C_i \cdot b_i \cdot \tan a_i}{F} \right) \right]}{m_a}$$

L'équilibre global ne fait intervenir que les forces extérieures, il s'écrit par rapport au centre de cercle de glissement :

$$\rho \cdot \sum_{i=1}^n \left(\frac{C_i}{F} \cdot \frac{b_i}{\cos a_i} + N_i \cdot \frac{\tan \varphi_i}{F} \right) = \rho \cdot \sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin a_i$$

Cette dernière équation permet de calculer F , qui est indépendant de ρ pour une ligne de glissement circulaire :

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n \left[C_i \cdot \frac{b_i}{\cos a_i} + N_i \cdot \tan \varphi_i \right]}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin a_i}$$

On porte alors dans l'expression de F , la valeur de N précédemment calculée :

$$F = \frac{1}{\sum_{i=1}^n W_i \sin a_i} \left[\sum_{i=1}^n \left(\frac{C_i b_i}{\cos a_i} + \tan \varphi_i \left(\frac{W_i + (V_i + V_{i+1}) - C_i \frac{b_i}{F} \tan \varphi_i}{m_a} \right) \right) \right]$$

Le deuxième membre contient « F » explicitement, et par l'intermédiaire de m_a , mais la formule se prête bien à une résolution par approximations successives.

Avant d'en arriver là, il convient de faire le point et d'examiner les conditions d'équilibre, dont on ne s'est pas encore servi et qui doivent être vérifiées, si on ne veut pas commettre de grossières erreurs.

L'équilibre horizontal de la tranche (i) s'écrit :

$$(H_i - H_{i+1}) + N_i \left(\frac{\tan \varphi_i}{F} \cos a_i - \sin a_i \right) + \frac{C_i}{F} b_i = 0$$

D'où, la valeur de N_i :

$$N_i = \frac{\frac{C_i b_i}{F} + (H_i - H_{i+1})}{\sin a_i - \frac{\tan \varphi_i}{F} \cdot \cos a_i}$$

L'élimination de N_i entre les deux expressions issues des équilibres horizontaux et verticaux donne une relation entre les composantes horizontales et verticales des interstranches :

$$(H_i - H_{i+1}) + (V_i - V_{i+1}) \left[\frac{\sin a_i - \frac{\tan \varphi_i}{F} \cos a_i}{\cos a_i + \frac{\tan \varphi_i}{F} \sin a_i} \right] = \left(W_i - \frac{C_i b_i}{F} \cdot \tan \varphi_i \right) \left[\frac{\sin a_i - \frac{\tan \varphi_i}{F} \cos a_i}{\cos a_i + \frac{\tan \varphi_i}{F} \sin a_i} \right] - \frac{C_i b_i}{F}$$

Puisque les efforts intertranches sont des efforts intérieurs au talus, leur somme est nulle :

$$\sum(H_i - H_{i+1}) = 0$$

$$\sum(V_i - V_{i+1}) = 0$$

En sommant la relation précédente sur les « n » tranches du talus, on obtient une relation ne faisant intervenir que les efforts intertranches verticaux :

$$\sum_{i=1}^n \left((V_i - V_{i+1}) \cdot \left[\frac{\sin \alpha_i - \frac{\tan \varphi_i}{F} \cos \alpha_i}{\cos \alpha_i + \frac{\tan \varphi_i}{F} \sin \alpha_i} \right] \right) =$$

$$\sum_{i=1}^n \left(\left(W_i - \frac{C_i \cdot b_i}{F} \cdot \tan \varphi_i \right) \cdot \left[\frac{\sin \alpha_i - \frac{\tan \varphi_i}{F} \cos \alpha_i}{\cos \alpha_i + \frac{\tan \varphi_i}{F} \sin \alpha_i} \right] - \frac{C_i \cdot b_i}{F} \right)$$

Le système peut donc se résoudre à partir des équations d'équilibre :

- n équations relatives à l'équilibre vertical des tranches.
- n équations relatives à l'équilibre horizontal des tranches.
- 1 équation de moment globale.

Pour les inconnues suivantes :

- Ni : soit n valeurs.
- (Vi - Vi+1) : n valeurs
- F : une inconnue

B. Méthode de bishop simplifiée :

L'extrême difficulté de mise en œuvre de la méthode générale a conduit Bishop à faire des hypothèses supplémentaires pour en rendre l'application plus abordable.

Par cette méthode, il suppose donc que pour toute valeur de « i », (Vi - Vi+1)=0, ce qui équivaut à considérer les efforts intertranches uniquement horizontaux.

Le coefficient de sécurité s'obtient en itérant la formule suivante :

$$F = \frac{1}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \alpha_i} \cdot \left[\sum_{i=1}^n \left(\frac{C_i \cdot b_i}{\cos \alpha_i} + \tan \varphi_i \cdot \left(\frac{W_i - C_i \cdot \frac{b_i}{F} \cdot \tan \varphi_i}{m_a} \right) \right) \right]$$

Soulignons néanmoins qu'on ne vérifie pas toutes les équations de la statique puisque l'on se contente de :

- n équations relatives à l'équilibre vertical de chaque tranche.
- 1 équation du moment global.

On ne vérifie donc pas l'équilibre horizontal des tranches ni l'équilibre des moments pour chaque tranche.

La « méthode de Bishop simplifiée » est une méthode couramment employée, et semble donner des résultats très voisins de la méthode générale.

C. Méthode de Fellenius :

Encore appelée la méthode suédoise, on suppose là encore que la ligne de glissement est circulaire mais on néglige totalement les efforts intertranches.

Comme pour les autres méthodes, la répartition des N_i sera entachée d'erreur mais à un degré supérieure puisque chaque tranche est considérée comme totalement indépendante.

En écrivant l'équilibre des forces en projection sur la normale à la ligne de glissement, on obtient :

$$N_i = W_i \cdot \sin a_i$$

On écrit également l'équilibre globale des moments ce qui permet de trouver directement l'expression de F :

$$F = \frac{1}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin a_i} \cdot \left[\sum_{i=1}^n W_i \cdot \cos a_i \cdot \tan \varphi_i + \frac{C_i \cdot b_i}{\cos a_i} \right]$$

L'équation qui permet de définir « F » est la même que celle donnée par la méthode de Bishop pour une ligne de glissement circulaire, mais les efforts normaux N_i ont une expression différente des contraintes sur la base des tranches.

L'expression du facteur de sécurité déterminée par la méthode de Fellenius sert souvent de valeur de base aux itérations nécessaires pour trouver la valeur de F par la méthode de Bishop.

Remarque :

Si le milieu est purement cohérent ($\varphi = 0$), les efforts ($R_i = N_i$) passent tous par le centre du cercle de glissement, et les méthodes utilisant ce type de ligne de glissement donnent :

$$F = \frac{1}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i} \left[\sum_{i=1}^n \frac{C_i b_i}{\cos \alpha_i} \right]$$

Toutes les méthodes utilisant un cercle donnent la même valeur de « F », en particulier la méthode de Bishop simplifiée et Fellenius comme on peut le vérifier ci-dessus (dans les deux méthodes l'expression de N_i était différente mais N_i n'intervient plus) mais il en serait de même pour « les méthodes globales ».

4. Méthodes faisant des hypothèses sur la ligne de pousse :**a. Méthodes exactes :**

On se donne une fonction $g(x)$ et on suppose que ($e_i = a \cdot g(x)$), « a » étant un paramètre inconnu, (i varie de 1 à n-1).

Le système s'enrichit de (n-1) équations supplémentaires en e_i mais il y'a une inconnue supplémentaires : « a ».

Le problème est donc statiquement déterminé avec (4n-1) équations et (4n-1) inconnues.

b. Méthodes approchées hypostatiques :

Certains auteurs supposent la ligne de poussée confondue avec la ligne de glissement : $e(x) = g(x)$.

Cette hypothèse donne de bons résultats car il y a sans doute concentration des contraintes au voisinage de la ligne de glissement, la plasticité se développant d'abord dans cette partie du glissement.

Jambu suppose la ligne de glissement au voisinage du tiers inférieur de la hauteur de la tranche $e_i = g(x)$.

• **Méthode de Jambu :**

Lorsque la surface de glissement s'écarte trop de la forme circulaire, Jambu (1954,1957) propose de considérer la force et le moment d'équilibre d'une tranche verticale typique et la force d'équilibre de toute la masse glissée.

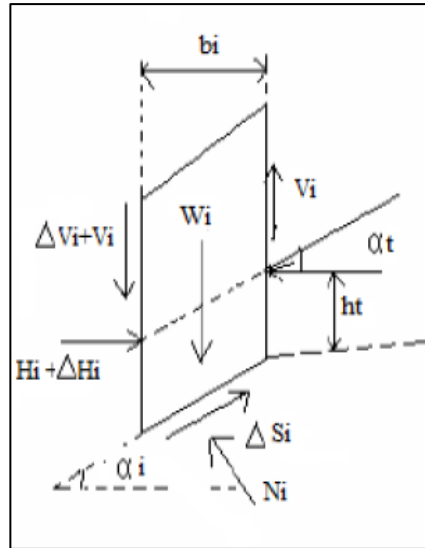


Figure II.8 : Principe de la méthode de Jambu.

L'équilibre horizontal nous donne F :
$$F = \frac{\sum b_i \cdot s_i \frac{1}{\cos^2 \alpha_i}}{\sum (W_i + \Delta V_i) \operatorname{tg} \alpha_i}$$

Avec :
$$s_i = \frac{c_i + \left(\frac{W_i + \Delta V_i}{b_i}\right) \operatorname{tg} \varphi_i}{1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i}{F}}$$

Les forces intertranches peuvent être calculées par les équations suivantes, basées sur les considérations d'équilibre :

$$H_i - H_{i+1} = \Delta H_i = (W_i + \Delta V) \operatorname{tg} \alpha_i - \frac{s_i b_i}{F} \frac{1}{\cos \alpha_i}$$

Dans lesquelles :
$$V_i = -H_i \operatorname{tg} \alpha_i + h_{it} \frac{\Delta H_i}{b_i}$$

ΔH_i : est la différence des forces normales aux cotes de deux tranches successives.

ΔV_i : est la différence des forces parallèles aux cotes de deux tranches successives.

α_i, h_t : définissent la direction et la position de la ligne de poussée.

Le point de départ est la tranche au sommet dans laquelle « H_i » et « V_i » ont une valeur nulle d'un seul côté.

L'utilisation des dernières équations, tout en procédant tranche par tranche, nous permet d'obtenir les valeurs de forces « H_i » et « V_i » de l'ensemble des tranches.

La méthode de Jambu présente un avantage très important ; le calcul rapide de « F » peut être effectué à l'aide d'une calculatrice de poche.

• Méthode de Jambu simplifiée :

Malgré le large emploi des calculatrice électronique, il est parfois utile de dégager assez rapidement un coefficient de sécurité approximatif, aussi la méthode de Jambu propose -telle une formule simplifiée, dans laquelle on ignore totalement les efforts intertranches :

$$F = f \cdot \frac{\sum b_i s_i \frac{1}{\cos^2 \alpha_i}}{\sum W_i \operatorname{tg} \alpha_i} \quad S_i = \frac{C_i + \frac{W_i}{b_i} \operatorname{tg} \varphi_i}{1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i}{F}}$$

« f » Étant un coefficient correcteur empirique, qui dépend du rapport d/L (profondeur de la surface de glissement à sa longueur) et de la nature du sol

La valeur du coefficient « f » est tiré à partir des abaques.

5. Méthodes basées sur des hypothèses sur l'orientation des efforts intertranches :

• Méthodes exactes :

On suppose que :
$$\frac{V_i}{H_i} = \operatorname{tg} \theta_i = \lambda f(x_i)$$

θ : étant l'angle que fait la force intertranche résultante par rapport à l'horizontale.

En choisissant préalablement la fonction $f(x)$, on obtient $(n-1)$ équations supplémentaires et un paramètre « λ » à déterminer.

Le problème est donc statiquement déterminé avec $(4n-1)$ équation pour $(4n-1)$ inconnus.

• **Méthode de Spencer :**

Cette méthode considère les efforts intertranches comme parallèles entre eux ; c'est-à-dire que :

$$\frac{V_i}{H_i} = \text{tg} \theta_i = \lambda$$

λ : est un paramètre à déterminer.

Cependant, pour être convenable, l'angle « θ_i » doit être compris entre l'angle du talus « β » et « α_i » que fait la base de la tranche « i » avec l'horizontale.

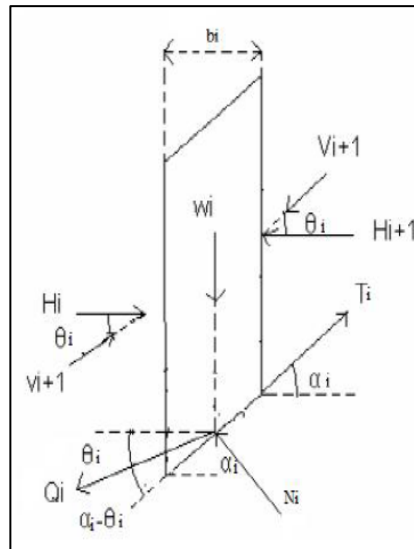


Figure II.9 : Hypothèse de la méthode de Spencer.

« Q_i » représente la résultante des efforts intertranches.

Elle fait un angle égale à $(\alpha - \theta)$ avec la base de la tranche « i ».

Rappelons enfin que :

$$T_i = \frac{C_i \cdot b_i}{F \cos \alpha_i} + N_i \frac{\text{tg} \varphi_i}{F}$$

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

$$T_i - Q_i \cos(\alpha_i - \theta_i) - W_i \sin \alpha_i = 0$$

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

$$N_i + Q_i \sin(\alpha_i - \theta_i) - W_i \cos \alpha_i = 0$$

En remplaçons « T_i » par sa valeur, on obtient :

$$\frac{C_i \cdot b_i}{F \cos \alpha_i} + N_i \frac{\text{tg} \varphi_i}{F} - Q_i \cos(\alpha_i - \theta_i) - W_i \sin \alpha_i = 0$$

Soit :

$$N_i + Q_i \sin(\alpha_i - \theta_i) - W_i \cos \alpha_i = 0$$

$$C_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N_i \operatorname{tg} \varphi_i - F Q_i \cos(\alpha_i - \theta_i) - F W_i \sin \alpha_i = 0$$

Ensuite, en « éliminant » « Ni » entre ces deux expressions, on pourra calculer « Q » :

$$Q = \frac{\frac{C_i b_i}{F \cos \alpha_i} + \frac{\operatorname{tg} \varphi_i}{F} W_i \cos \alpha_i - W_i \sin \alpha_i}{\cos(\alpha - \theta) \left[1 + \frac{\operatorname{tg} \varphi_i}{F} \operatorname{tg}(\alpha - \theta) \right]}$$

Si on considère que les forces extérieures au talus sont en équilibre, alors la somme vectorielle des efforts intertranches doit être nulle, ce qui donne :

$$\sum Q_i \cdot \cos \theta_i = 0 \quad (*) \quad \sum Q_i \cdot \sin \theta_i = 0$$

De plus, si la somme des moments des forces extérieures par rapport à un centre de rotation est nulle, alors la somme des moments des forces intertranches par rapport à ce centre doit être nulle également, ce qui donne :

$$\sum Q_i \cdot R \cdot \cos(\alpha_i - \theta_i) = 0$$

Si on admet que la surface de glissement est circulaire et R son rayon, on peut donc écrire :

$$\sum Q_i \cdot \cos(\alpha_i - \theta_i) = 0$$

Pour un problème donné, il faudra alors résoudre les deux équations suivantes :

$$\sum Q_i \cdot \cos \theta_i = 0$$

$$\sum Q_i \cdot \cos(\alpha_i - \theta_i) = 0$$

Spencer considère les efforts intertranches comme parallèles entre eux, c'est-à-dire que : $\theta = \text{cte}$

L'équation (*) se réduit alors à : $\sum Q_i = 0$

Le problème consiste alors en la résolution de deux équations au lieu de trois.

• **Méthode de l'USBR ou « méthode des tranches ordinaires » :**

Cette méthode considère la résultante (Z_i-Z_{i+1}) des efforts intertranches comme parallèle au linge de glissement.

De plus, la ligne de poussée est confondue avec la ligne de glissement, cette méthode est donc nettement surabondante ; elle ne donne pas le même cercle critique que la méthode de Bishop, et sous-estime le facteur de sécurité trop nettement.

6. Méthodes basées sur la répartition des contraintes le long de la ligne de glissement :

Si l'on suppose connus les « N_i », on a n inconnus en moins, donc 2 équations de trop: de ce fait, le problème est surabondant.

On introduit alors 2 paramètres supplémentaires « λ_1 » et « λ_2 », et qui permettront de moduler les « N_i » afin de satisfaire les équations d'équilibre $N_i=f(x_i, \lambda_1, \lambda_2)$.

• **Méthodes des perturbations :**

L'idée est de partir d'une valeur approchée de l'effort normal « N_{i0} » que l'on perturbe en multipliant par un terme « p ».

On peut écrire formellement : $N_i=N_{i0} p$

N_i : valeur approchée de l'effort normal sur la courbe de rupture dans la tranche « i ».

N_{i0} : valeur de l'effort normal approchée de ce dernier.

p : fonction de perturbation.

D'où n équations supplémentaires.

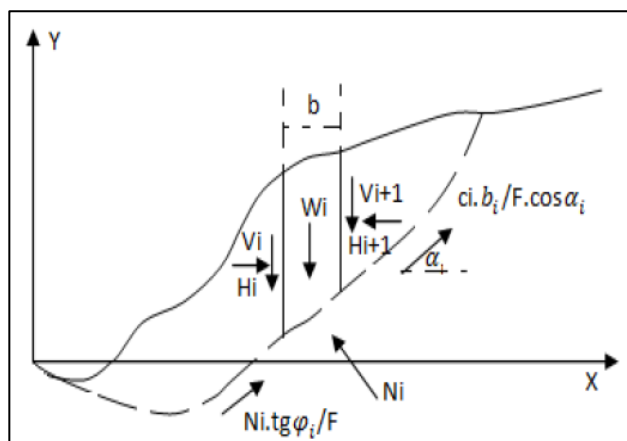


Figure II.10 : Conventions de la méthode de perturbations [4].

La surabondance de 2 équations sera supprimée en injectant deux inconnus dans la fonction de perturbation.

$$\text{Soit, par exemple : } P = \mu_1 + \mu_2 \vartheta(M_i)$$

μ_1 et μ_2 : paramètres inconnus de perturbation.

$\vartheta(M_i)$: fonction de perturbation définie au point « M_i » de calcul le long de la courbe.

La méthode sera d'autant plus performante que la perturbation sera faible (μ_1 proche de 1 et μ_2 proche de 0).

Cela se traduit par une estimation aussi parfaite que possible du terme à perturber « N_{io} ».

• **Choix de « N_{io} » :**

Un premier choix consiste à déterminer « N_{io} » par la méthode de Rajot (1983) à partir de la contrainte « σ_z^i » supposée exister sur une facette.

Un second choix consiste à formuler « N_{io} » à partir de la méthode de Fellenius.

Considérons une tranche de sol verticale sans effort intertranches (hypothèse de Fellenius) d'un poids « W_i ».

La composante normale de ce poids sur la facette inclinée à « α » en « M » est donnée par :

$$W_i \cos \alpha_i$$

$$\text{Soit : } N_{io} = W_i \cos \alpha_i$$

Dans une étude comparative, Ratel (1987) trouve que le choix de l'effort normal « N_{io} » de Rajot par rapport à celui de Fellenius donne un coefficient de sécurité inférieur.

Il préconise cependant de prendre l'effort normal donné par l'équilibre de Fellenius.

• **Choix de la fonction de perturbation « $\vartheta(M_i)$ » :**

Des calculs effectués à partir de répartitions de contraintes, (Pincent ,1974) concluaient à donner $\vartheta(M_i)$ la valeur de $\text{tg}^2 \alpha_i$ au point considéré.

Des études faites depuis par différents auteurs n'ont pas montré de variations notables sur la valeur du coefficient de sécurité si l'on prend $\operatorname{tg}\alpha_i$ au lieu $\operatorname{tg}^2\alpha_i$: c'est pourquoi tg a été adopté.

En résumé, nous retiendrons l'expression suivante :

$$N_i = W_i \cos \alpha_i (\mu_i + \mu_2 \operatorname{tg}\alpha_i)$$

α_i : Angle de la facette de rupture avec l'horizontal (en valeur algébrique).

W_i : Poids de la tranche « i ».

N_i : effort à la base de la tranche « i ».

• **Equations de la statique:**

- **Equilibre vertical d'une tranche « i » :**

$$-W_i - (V_i - V_{i+1}) + \frac{C_i}{F} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \sin \alpha_i + N_i \frac{\operatorname{tg}\varphi_i}{F} \sin \alpha_i + N_i \cos \alpha_i = 0$$

- **Equilibre horizontale d'une tranche « i » :**

$$(H_i - H_{i+1}) + \frac{C_i}{F} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \cos \alpha_i + N_i \frac{\operatorname{tg}\varphi_i}{F} \cos \alpha_i + N_i \sin \alpha_i = 0$$

- **Equilibre des moments par rapport à l'origine des axes :**

$$\begin{aligned} & -x_{iG}W_i - x_iV_i + x_{i+1}V_{i+1} + (y_{B_{i+1}} + e_i)H_{i+1} + (y_{B_i} + e_i)H_i + \left[\frac{C_i b_i}{F \cos \alpha_i} + \right. \\ & \left. N_i \frac{\operatorname{tg}\varphi_i}{F} \right] \frac{1}{2} [(x_i + x_{i+1}) \sin \alpha_i - (y_{B_i} + y_{B_{i+1}}) \cos \alpha_i] + \\ & N_i \frac{1}{2} [(x_i + x_{i+1}) \cos \alpha_i + (y_{B_i} + y_{B_{i+1}}) \sin \alpha_i] = 0 \end{aligned}$$

Portons la perturbation sur « N_i » :

$$N_i = W_i (\mu_1 \cos \alpha_i + \mu_2 \sin \alpha_i)$$

On faisant la somme des « n » équations d'équilibre verticale des tranches, sachant que ($V_0 = V_n = 0$), on s'aperçoit que les autres « V_i » disparaissent.

$$\begin{aligned} \sum \left(W_i - \frac{C_i b_i}{F} \operatorname{tg}\alpha_i \right) &= \mu_1 \sum W_i \cos \alpha_i \left(\frac{\operatorname{tg}\varphi_i}{F} \sin \alpha_i + \cos \alpha_i \right) + \\ & \mu_2 \sum W_i \sin \alpha_i \left(\frac{\operatorname{tg}\varphi_i}{F} \sin \alpha_i + \cos \alpha_i \right) \end{aligned}$$

On fait également la somme des « n » équations d'équilibre horizontales des tranches, sachant que ($H_0 = H_n = 0$) et les termes « H_i » disparaissent :

$$\mu_1 \sum W_i \cos \alpha_i \left(\sin \alpha_i - \frac{tg \varphi_i}{F} \cos \alpha_i \right) + \mu_2 \sum W_i \sin \alpha_i \left(\sin \alpha_i - \frac{tg \varphi_i}{F} \cos \alpha_i \right) = \sum \frac{c_i b_i}{F}$$

On fait ensuite la somme des équations d'équilibre des moments par rapport à l'origine des axes, on obtient :

$$\sum x_{Gi} W_i = \frac{1}{F} \sum \left[\frac{c_i b_i}{\cos \alpha_i} + N_i tg \varphi_i \right] \frac{1}{2} [(x_i + x_{i+1}) \sin \alpha_i - (y_{Bi} + y_{Bi+1}) \cos \alpha_i] + \sum N_i \frac{1}{2} [(x_i + x_{i+1}) \cos \alpha_i + (y_{Bi} + y_{Bi+1}) \sin \alpha_i] = 0$$

D'où la formule de F :

$$F = \frac{\sum \left[N_i tg \varphi_i + \frac{c_i b_i}{\cos \alpha_i} \right] [(x_i + x_{i+1}) \sin \alpha_i - (y_{Bi} + y_{Bi+1}) \cos \alpha_i]}{\sum 2x_{Gi} W_i - N_i [(x_i + x_{i+1}) \cos \alpha_i + (y_{Bi} + y_{Bi+1}) \sin \alpha_i]}$$

En résumé, la méthode de calcul se présente schématiquement de la manière suivante :

- On fixe « F ».
- On calcule « μ_1 » et « μ_2 » par le système d'équations :

$$\begin{cases} \sum \left(W_i - \frac{c_i b_i}{F} tg \alpha_i \right) = \mu_1 \sum W_i \cos \alpha_i \left(\frac{tg \varphi_i}{F} \sin \alpha_i + \cos \alpha_i \right) + \mu_2 \sum W_i \sin \alpha_i \left(\frac{tg \varphi_i}{F} \sin \alpha_i + \cos \alpha_i \right) \\ \mu_1 \sum W_i \cos \alpha_i \left(\sin \alpha_i - \frac{tg \varphi_i}{F} \cos \alpha_i \right) + \mu_2 \sum W_i \sin \alpha_i \left(\sin \alpha_i - \frac{tg \varphi_i}{F} \cos \alpha_i \right) = \sum \frac{c_i b_i}{F} \end{cases}$$

- « N_i » par la formule : $N_i = W_i (\mu_1 \cos \alpha_i + \mu_2 \sin \alpha_i)$
- On calcule la valeur de « F ».

II.8 EFFETS DE LA PRESSION INTERSTITIELLE :

1. Généralités :

La pression interstitielle peut trouver son origine :

- Dans une simple accumulation d'eau à l'arrière d'une structure imperméable.
- Dans une nappe aquifère qui filtre dans le terrain.
- Dans l'application brutale d'une surcharge ou l'effet d'un choc sur un milieu saturé (vibration, séisme).

Dans le premier cas, il s'agit d'un phénomène purement statique, il est important d'observer que l'intensité de « u » ne dépend pas du volume d'eau accumulé, mais uniquement de la hauteur de charge.

Ce phénomène est classique derrière un mur de soutènement non drainé, ou pour le talus amont d'un barrage en service, ou bien pour un rideau de palplanches.

L'ouvrage fonctionne alors, parfois pendant un très court instant, comme un véritable barrage. Il suffit, pour que la mise en charge ait lieu, d'un simple film d'eau (l'expérience du tonneau de Pascal) s'établisse entre le terrain et l'ouvrage étanche ou insuffisamment drainé.

Une pression d'eau peut également s'établir dans une discontinuité du milieu (faille, joint de stratification), ou au contact de deux milieux imperméables ; par exemple, à la base d'une couverture argileuse imperméable plaquée sur un substratum imperméable lui aussi, l'eau qui s'infiltré dans cette discontinuité se met en charge, et agit comme un vérin pour décoller la couverture de son soubassement, la pression d'eau disparaît au moment du décollement, mais elle a suffi à déclencher la rupture.

Dans le cas d'une nappe aquifère circulant, l'action hydrostatique de l'eau (la pression « u ») est sensiblement analogue à la précédente.

Toutefois, la définition précise de « u » suppose la connaissance des équipotentielles de l'écoulement.

La pression interstitielle peut naître de l'application brutale d'une surcharge sur un milieu saturé (saturation statique ou liée à une nappe filtrante) ou voisin de la saturation.

A la pression interstitielle initiale « u », il faut observer que la transmission de « Δu » dans un milieu saturé est instantanée.

2. Rappel sur les caractéristiques mécaniques des sols :

En théorie classique, l'état d'équilibre limite d'un sol correspond à un glissement le long d'une surface de rupture, sur un élément de cette surface ; la résistance au cisaillement « τ » est une fonction croissante de la contrainte normale « σ ».

La courbe représentative de cette fonction dans le plan (σ , τ) est l'enveloppe des cercles de Mohr définissant l'état de contrainte : C'est la courbe intrinsèque de Caquot.

L'expérience montre que dans les sols, cette courbe est assimilable à une droite et le critère de rupture s'écrit : $\tau = C + \sigma \cdot \tan\varphi_n$ (Equation de la droite de Coulomb).

La résistance au cisaillement d'un sol est donc caractérisée par deux paramètres classiques : la cohésion « C » et l'angle de frottement interne « φ ».

En réalité ce critère de rupture ne s'applique qu'à la phase solide. Or, il existe dans le sol deux phases, l'une gazeuse que l'on peut négliger, l'autre liquide, qui est par contre, d'une importance capitale.

En effet, lorsqu'on applique sur un sol un effort quelconque, la contrainte totale qui s'exerce alors sur une facette donnée se répartit à la fois sur le squelette solide qui est ainsi soumis à une contrainte appelée contrainte intergranulaire ou encore effective, et sur la phase liquide se développe une pression « u » appelée pression interstitielle et l'on a :

$$\sigma = \sigma' + u \quad (\text{Postulat de Terzaghi})$$

La loi Coulomb s'écrit donc réellement en contraintes effectives :

$$\tau = C' + \sigma' \tan\varphi'$$

C' et φ' sont respectivement la cohésion et l'angle de frottement vrais ou effectif.

L'expression de la résistance au cisaillement peut également s'écrire :

$$\tau = C' + (\sigma - u) \tan\varphi' = C' + \sigma \left(1 - \frac{u}{\sigma}\right) \tan\varphi'$$

Ou encore : $\tau = C' + \sigma \tan\varphi_u$

Avec : $\tan\varphi_u = \left(1 - \frac{u}{\sigma}\right) \tan\varphi'$

φ_u : est l'angle de frottement interne apparent.

Dans un sol saturé et de faible perméabilité, c'est la pression interstitielle qui, au début du chargement, équilibre à elle seule la contrainte totale, ce qui se traduit par :

$$u = \sigma \quad \text{d'où :} \quad \varphi_u = 0$$

Lorsque la pression interstitielle est totalement dissipée, c'est-à-dire en fin de consolidation, on a par contre ($u = 0$), d'où ($\varphi_u = \varphi'$).

On voit donc que l'angle de frottement interne apparent augmente en fonction du temps, pour atteindre à la limite la valeur de l'angle de frottement effectif.

En ce qui concerne la cohésion, c'est l'inverse qui se produit ou tout au moins qui semble se produire.

Pour les calculs relatifs à la stabilité d'un talus, il y a lieu de distinguer :

- L'étude de la stabilité à court terme où l'on utilise les caractéristiques apparentes « C_u » et « φ_u ».
- l'étude de la stabilité à long terme où l'on prend en compte les caractéristiques intrinsèques « C' » et « φ' ».

3. Equilibre d'une tranche de talus en présence d'eau :

Au niveau des équations décrites dans les paragraphes précédents il faudra alors remplacer :

- N_i par N_i'
- φ_i par φ_i'
- C par C_i'
- u_i étant la pression interstitielle à la base de la tranche (i) considérée du terrain.

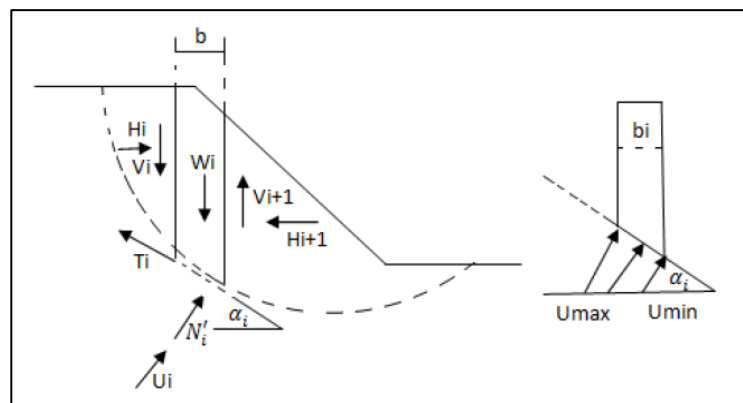


Figure II.11 : Equilibre d'une tranche de talus en présence d'eau [4].

Bishop et Morgenstern ont proposé une méthode approchée pour le calcul de la pression interstitielle.

Ils supposent que cette pression est de la forme : $u_i = r_u \cdot \gamma_{sat}$

r_u : est un coefficient de proportionnalité tout le long du cercle de glissement.

γ_{sat} : le poids volumique du sol saturé.

h : la distance verticale entre le point considéré de la ligne de glissement et la surface du talus.

Autrement dit, la pression interstitielle en un point de la ligne de glissement est une fraction constante du poids de la colonne de terre qui surmonte cette ligne.

A partir de cette hypothèse simplificatrice, Bishop et Morgenstern ont bâti des abaques pour le calcul de la stabilité des talus.

Mais cette méthode a ses limites et l'on doit souvent calculer de manière plus précise la pression interstitielle.

En réécrivant les conditions d'équilibre, on arrive finalement aux formules suivantes pour les différentes méthodes :

- **Méthode de Bishop simplifiée :**

$$F = \frac{1}{\sum W_i \sin \alpha_i} \left[\sum \left[\frac{C'_i b_i}{\cos \alpha_i} + tg \varphi'_i \left[\frac{(W_i - u_i) - C'_i \frac{b_i}{F} tg \alpha_i}{m_\alpha} \right] \right] \right]$$

Avec : $m_\alpha = \cos \alpha_i \left(1 + \frac{tg \alpha_i tg \varphi'_i}{F} \right)$

- **Méthode de Fellenius :**

$$F = \frac{1}{\sum W_i \sin \alpha_i} \left[\sum_1^n (W_i \cos \alpha_i - u_i) tg \varphi'_i + C'_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \right]$$

- **Méthode de Jambu :**

$$F = \frac{\sum b_i s_i \frac{1}{\cos^2 \alpha_i}}{\sum (W_i + \Delta V_i) tg \alpha_i} \quad \text{Avec :} \quad s_i = \frac{C'_i + \left(\frac{W_i + \Delta V_i}{b_i} \right) tg \varphi'_i}{1 + \frac{tg \alpha_i tg \varphi'_i}{F}}$$

- **Méthode de Jambu simplifiée :**

$$F = f \cdot \frac{\sum b_i s_i \frac{1}{\cos^2 \alpha_i}}{\sum W_i tg \alpha_i} \quad \text{Avec :} \quad s_i = \frac{C'_i + \frac{W_i}{b_i} tg \varphi'_i}{1 + \frac{tg \alpha_i tg \varphi'_i}{F}}$$

- **Méthode des perturbations :**

$$F = \frac{\sum \left[\frac{C'_i b_i}{\cos \alpha_i} + (N_i - u_i) tg \varphi'_i \right] [(x_i + x_{i+1}) \sin \alpha_i - (y_{B_i} + y_{B_{i+1}}) \cos \alpha_i]}{\sum 2x_{G_i} W_i - N_i [(x_i + x_{i+1}) \cos \alpha_i + (y_{B_i} + y_{B_{i+1}}) \sin \alpha_i]}$$

II.9 CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL :

Le critère fondamental dans le choix de la méthode de calcul est la forme de la surface de glissement.

En pratique, on considère trois types de rupture :

- La rupture le long d'une surface plane.
- La rupture circulaire.
- La rupture le long d'une surface de forme quelconque.

Pour les ruptures planes, les calculs sont très simples et des formules peuvent être définies pour obtenir facilement les conditions de stabilité.

Pour les ruptures circulaires, les méthodes de calculs font très souvent appel à des hypothèses simplificatrices différentes, et les coefficients de sécurité que l'on évolue sont donc différents.

Des études comparatives ont montré que la méthode de « Bishop » fournit de bons résultats.

La méthode simplifiée est généralement employée car la méthode exacte n'améliore pas sensiblement la valeur de « F », et demande des calculs supplémentaires.

En première approximation, il est également possible d'utiliser la méthode de Fellenius qui est conservative, du fait que la différence entre les coefficients de sécurité de Bishop et de Fellenius est de l'ordre de 10%.

Pour les ruptures selon une surface quelconque, c'est la méthode des perturbations qui est la plus performante, cependant, son champ d'application demeure relativement réduit.

II.10 LIMITE DES METHODES DE CALCUL :

Elles ne résultent pas du calcul lui-même mais plutôt des hypothèses que l'on est obligé de faire et des imprécisions qui existent quant aux caractéristiques des matériaux.

En particulier, il convient d'être très prudent dans l'utilisation des calculs en rupture circulaire pour les versants naturels. Ceux-ci sont rarement homogènes et la présence de fissurations, d'anomalies géologiques, se traduit par des surfaces de glissement particulières.

Le calcul suivant des cercles de rupture n'est alors pas du tout adapté et peut conduire à de grossières erreurs d'interprétation.

A cela s'ajoute le fait que plusieurs hypothèses de base soient contestables :

- L'analyse est bidimensionnelle et les effets de bord sont négligés.
- La masse en mouvement est assimilée à un solide indéformable.
- La surface de rupture est unique, ce qui ne permet pas de considérer les glissements emboîtés en chaînes.
- Au niveau des caractéristiques des matériaux et de la détermination de la résistance au cisaillement le long de la surface de rupture, des erreurs ou des imprécisions peuvent être commises.

III.1 INTRODUCTION :

La mécanique probabiliste est un domaine de fiabilité qui permet de tenir compte des incertitudes concernant un système physique et d'étudier l'impact de ces incertitudes sur la réponse du modèle qui représente le système étudié.

D'un point de vue scientifique, ce domaine est apparu dans les années 70 dans des études de génie civil, bien que les premières contributions soient apparues au cours de la première partie du 20^{ème} siècle [8].

La mécanique probabiliste correspond à un couplage entre, d'une part, la modélisation d'un phénomène physique (ex. génie civil, génie mécanique, etc.), et d'autre part, les mathématiques appliquées (ex. statistiques, théorie des probabilités et simulation numérique).

III.2 LA FIABILITE :

La fiabilité d'une structure se caractérise par la performance de celle-ci à remplir une fonction définie sous des conditions données, pendant une durée fixée, et en respectant le niveau de sécurité exigé.

La difficulté dans l'évaluation de la fiabilité provient de la nature incertaine des Phénomènes mis en jeu sur la structure considérée (variabilités des propriétés des matériaux, imprécisions géométriques, aléas des chargements appliqués,..), qui vont avoir un impact significatif sur les performances du système [13], [14].

III.3 PROBLEMATIQUE :

Traditionnellement, le dimensionnement des structures est fondé sur une démarche déterministe dans laquelle l'ensemble des paramètres précités prennent une valeur fixe.

Précisément, les paramètres incertains sont décrits par une valeur caractéristique défavorable. Associée à des coefficients de sécurité, l'analyse conduit alors à une réponse binaire ("sûreté" ou "défaillance") vis-à-vis d'un critère donné, qui traduit d'une certaine manière la confiance que l'on peut accorder à ce dimensionnement précis.

L'approche déterministe utilise par conséquent une marge volontairement pessimiste conduisant le plus souvent à un surdimensionnement injustifié.

Dans la démarche fiabiliste en revanche, on construit une modélisation probabiliste dans laquelle les données incertaines sont représentées par des variables aléatoires. On peut ensuite évaluer la probabilité de défaillance de la structure ainsi que mesurer la sensibilité de cette probabilité par rapport à chacune des variables aléatoires introduites.

Deux applications sont envisageables :

- soit on connaît les caractéristiques de la structure et on vérifie que sa fiabilité est satisfaisante.
- soit on optimise le dimensionnement de celle-ci de façon à respecter un niveau de fiabilité donné.

Par un traitement plus rationnel des incertitudes, l'approche fiabiliste permet donc une meilleure appréciation des marges de sécurité à l'aide d'indicateurs de confiance objectifs, et constitue en ce sens un outil adéquat pour l'aide à la décision en phases de conception et de maintenance.

L'analyse fiabiliste est basée sur les trois étapes suivantes :

- La sélection des variables aléatoires de base, qui vont intégrer les incertitudes mises en jeu à travers leur loi de distribution,
- Le choix d'une fonction de performance définissant la défaillance du système,
- Le calcul des indicateurs de fiabilité, qui vont fournir une évaluation quantitative et qualitative de la fiabilité de celui-ci.

III.4 CHOIX DES VARIABLES ALEATOIRES DE BASE :

L'enjeu à ce stade est de préciser les paramètres incertains pouvant jouer un rôle significatif sur la fiabilité de la structure, appelés variables aléatoires de base ou variables de conception, et de quantifier leur variabilité.

La sélection des variables aléatoires est une étape cruciale pour le modèle fiabiliste qui nécessite une connaissance fine du matériau étudié (origine, comportement mécanique) et de la structure considérée (fabrication, actions).

Ces incertitudes proviennent le plus souvent de variabilités liées au processus de fabrication, aux imperfections des conditions d'essais de caractérisation, à des facteurs incontrôlés tels que les fluctuations du chargement ou simplement de la difficulté d'accéder à certaines données ou informations.

Ainsi le choix des variables aléatoires est guidé par plusieurs critères :

- L'objectif de l'étude fiabiliste : par exemple, l'utilisation des propriétés mécaniques suffira à évaluer la probabilité de défaillance d'un matériau donné ; en revanche, pour la conception d'un nouveau matériau, le recours à des données supplémentaire sera plus pertinent,

- L'explication physique des aspects du comportement mécanique du matériau, notamment le mode de défaillance et les causes de sa mise en place suivant la sollicitation envisagée,

- La disponibilité de résultats expérimentaux : les modèles probabilistes associés aux variables aléatoires doivent effectivement être physiquement justifiés pour aboutir à une représentation réaliste.

III.5 LES LOIS DE DISTRIBUTION :

Il existe un grand nombre de lois de distribution décrivant les variables aléatoires dans la littérature.

Les plus utilisées pour décrire les incertitudes en génie civil sont la loi normale, la loi log normale et la loi bêta, dont les caractéristiques sont données dans le tableau III.1.

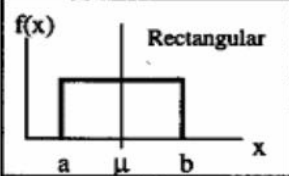
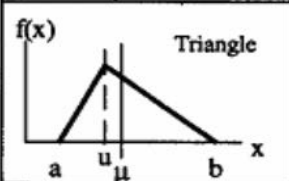
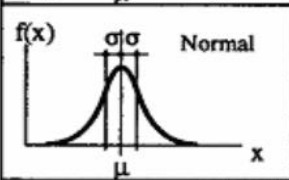
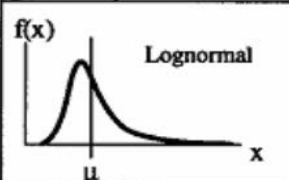
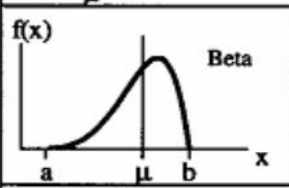
 <p>Rectangular</p>	$-\infty < a < b < +\infty$ $\mu = \frac{a+b}{2}$ $\sigma = \frac{b-a}{\sqrt{12}}$	$a \leq x \leq b$ $f(x) = \frac{1}{b-a}$ $F(x) = \frac{x-a}{b-a}$	
 <p>Triangle</p>	$-\infty < a < b < +\infty$ $\mu = \frac{1}{3}(a+b+u)$ $\sigma = \sqrt{\frac{1}{18}(a^2+b^2+u^2-ab-au-bu)}$	$a \leq x \leq u$ $f(x) = \frac{2}{b-a} \left(\frac{x-a}{u-a} \right)$ $F(x) = \frac{x^2-2ax+a^2}{(b-a)(u-a)}$	$u \leq x \leq b$ $f(x) = \frac{2}{b-a} \left(\frac{b-x}{b-u} \right)$ $F(x) = 1 - \frac{x^2-2bx+b^2}{(b-a)(b-u)}$
 <p>Normal</p>	$-\infty < \mu < +\infty$ $\sigma > 0$ μ σ	$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right)$ $F(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right) dx$	
 <p>Lognormal</p>	λ, ζ $\mu = \exp\left(\lambda + \frac{\zeta^2}{2}\right)$ $\sigma = \mu \sqrt{\exp(\zeta^2) - 1}$	$f(x) = \frac{1}{\zeta x \sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \lambda}{\zeta}\right)^2\right)$ $F(x) = \int_0^x \frac{1}{\zeta x \sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \lambda}{\zeta}\right)^2\right) dx$	
 <p>Beta</p>	$-\infty < a < b < +\infty$ $r, s \geq 1$ $\mu = a + (b-a) \cdot \frac{r}{r+s}$ $\sigma = \frac{b-a}{r+s} \cdot \sqrt{\frac{r \cdot s}{r+s+1}}$	$f(x) = \frac{\Gamma(r+s)}{\Gamma(r) \cdot \Gamma(s)} \cdot \frac{(x-a)^{r-1} (b-x)^{s-1}}{(b-a)^{r+s-1}}$ $F(x) = \frac{\Gamma(r+s)}{\Gamma(r) \cdot \Gamma(s)} \cdot \int_a^x \frac{(u-a)^{r-1} (b-u)^{s-1}}{(b-a)^{r+s-1}} du$	

Tableau III.1 : Principales lois de distribution [16].

III.6 CHOIX DE LA FONCTION DE PERFORMANCE :

Il s’agit là de construire un scénario de défaillance de la structure, autrement dit, préciser l’état limite au-delà duquel cette structure n’est plus considérée comme fiable.

Ces états limites correspondent principalement à des exigences en termes de tenue mécanique (la défaillance est associée à la rupture du matériau ou la ruine de la structure) ou d’aptitude au service (la défaillance est associée à des déformations ou un endommagement excessif) [9].

Un critère de défaillance est défini à l’aide d’une fonction d’état limite, notée G, et qui dépend des variables aléatoires du modèle. Par convention, on définit le domaine de sûreté D_s et le domaine de défaillance D_f comme suit :

Dans le cas des études fiabilistes, on introduit généralement plus d’un paramètre aléatoire.

L'ensemble des k variables X_i du problème constitue dans ce cas un vecteur

$$\{X\} = \{X_i\}_{i=1..k} \text{ de } \mathbb{R}^k \{X\} = \{X_i\}_{i=1..k} \text{ de } \mathbb{R}^k$$

$$D_s = \{\{X\} \in \mathbb{R}^k, G(\{X\}) > 0\}$$

$$D_f = \{\{X\} \in \mathbb{R}^k, G(\{X\}) \leq 0\}$$

Où

\mathbb{R}^k : Ensemble des K variable

La frontière $\{\{X\} \in \mathbb{R}^k, G(\{X\}) = 0\}$ est la surface d'état limite.

La figure 2.1 illustre cette définition sur le cas de deux variables aléatoires de base.

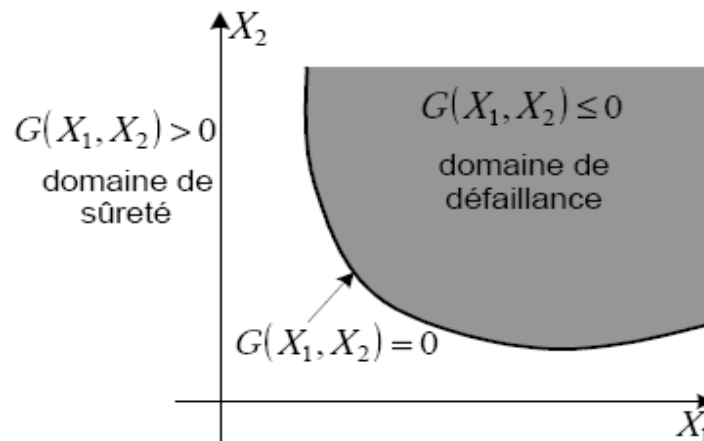


Figure III.1 : Domaines de sûreté et de défaillance dans le cas de deux variables aléatoires $\{X\} = \{X_1, X_2\}$ [16]

Les points importants concernant le critère de défaillance sont les suivants :

- le choix de la fonction de performance se doit d'être dicté par la cause physique de la défaillance de façon à en obtenir une représentation réaliste.

- Si la forme du critère est généralement du type :

$$G = R - S$$

Avec R une caractéristique de résistance.

Et S une donnée relative à la sollicitation appliquée.

La fonction G n'est pas forcément une fonction explicite des variables de base, elle peut dépendre en effet de la réponse de la structure (par exemple contraintes ou déformations) et son évaluation nécessite alors un calcul mécanique préalable (le plus souvent par éléments finis) faisant intervenir une loi de comportement (couplage mécano-fiabiliste).

Une valeur donc *positive* de « G » signifie que les réalisations des variables aléatoires conduisent à *une situation de sécurité* et une valeur *négative* signifie qu'elles conduisent à *une situation de défaillance*. La courbe représentant ($G = 0$) est appelée courbe d'état limite.

- $G(R, S) < 0$: domaine de défaillance ;
- $G(R, S) = 0$: état limite ;
- $G(R, S) > 0$: domaine de sécurité.

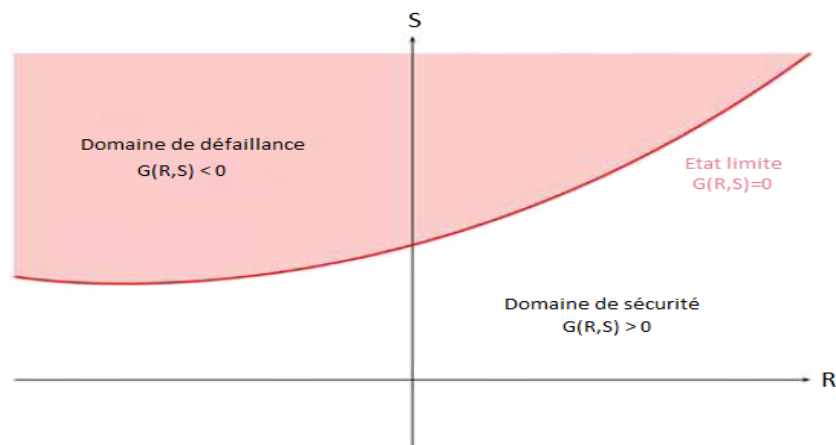


Figure III.2 : Domaine de défaillance, état limite et domaine de sécurité [13].

III.7 INDICATEURS DE FIABILITE :

La fiabilité R (en anglais, reliability) d'une structure est conventionnellement définie de la façon suivante :

$$R = 1 - P_f$$

Où P_f probabilité de défaillance (probability of failure) correspond à la probabilité d'avoir une valeur négative d'une réalisation de la fonction d'état G , on a donc :

$$P_f = P(G(\{X\}) \leq 0)$$

Cet indicateur de confiance constitue le résultat essentiel d'un calcul fiabiliste. Si l'on introduit la densité de probabilité conjointe $f\{X\}(\{x\})$ des variables aléatoires $\{X\}$ du modèle, la probabilité de défaillance s'écrit alors comme suit :

$$P_f = \int_{D_f} f\{X\}(\{x\}) \prod_{i=1}^k dx_i$$

Il est très rare que cette intégrale puisse être étudiée analytiquement voire numériquement. Dans la pratique, on ne dispose pas généralement de la densité de probabilité conjointe du vecteur, on doit se contenter le plus souvent des lois marginales relatives à chaque variable et à certaines informations sur leur corrélation. De plus, le domaine d'intégration peut être défini de façon implicite et complexe selon le modèle mécanique retenu.

Diverses méthodes de résolution ont ainsi été développées pour pallier ces difficultés [10]. Classiquement, on distingue deux grandes familles :

- les méthodes basées sur des simulations
- Les méthodes recourant à une approximation.

III.8 PRINCIPALES APPROCHES POUR TENIR COMPTE DES INCERTITUDES :

Parmi les méthodes disponibles dans la littérature, nous avons choisi d'en présenter deux grandes familles d'études qui nous paraissent les plus répandues dans le calcul de la fiabilité [7] : Les méthodes à base de simulations et les méthodes approchées.

1. Méthodes à base de simulations : SIMULATION DE MONTE CARLO :

En mathématiques, on appelle méthodes de Monte-Carlo [16] les techniques permettant d'évaluer une quantité déterministe à l'aide de l'utilisation de tirages aléatoires. C'est de cette idée de recours au hasard que vient la dénomination « Monte-Carlo », par allusion au célèbre quartier de Monaco réputé pour son casino...

Il s'agit de la technique la plus ancienne et la plus intuitive d'évaluation de la probabilité de défaillance. Basée sur l'application de la loi des grands nombres, elle consiste à déterminer un estimateur de la probabilité de défaillance par succession de tirages aléatoires indépendants.

On réalise ainsi un nombre N_t important de tirages des variables aléatoires en accord avec leur loi de distribution conjointe (si elle existe) ou en accord avec la loi marginale de chaque variable et avec leurs éventuelles corrélations. Pour chaque tirage, la fonction de performance est calculée et l'on dénombre les tirages $N_{t,f}$ conduisant à la réalisation ($G(\{X\}) \leq 0$).

On en déduit alors la probabilité de défaillance par un traitement statistique direct :

$$P_f = \frac{N_{t,f}}{N_t}$$

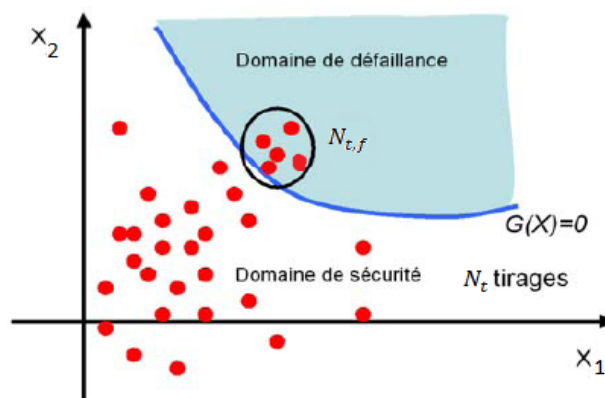


Figure III.3 : Illustration de la méthode de Monte-Carlo [11].

Cette méthode présente avant tout l'avantage d'une simplicité de mise en œuvre et d'une absence d'exigences mathématiques spécifiques pour la fonction G .

En revanche, une attention particulière doit être portée à la convergence des résultats obtenus, i.e. à la stabilité de la valeur de P_f quel que soit N_t . Pour des valeurs de P_f de l'ordre de 10^{-k} avec $k \geq 5$, il est ainsi nécessaire de réaliser un minimum de $N_{t,\min} = 10^{k+2}$ simulations pour assurer cette condition.

Il faut veiller également à l'indépendance de la probabilité de défaillance vis-à-vis de la génération d'échantillonnage en effectuant pour cela des mesures de P_f pour des tirages de taille N_t croissante jusqu'à $N_{t,\min}$.

Outre la difficulté de satisfaire à ces deux exigences dans le cas de faibles probabilités de défaillance, le temps de calcul induit dans cette méthode peut s'avérer conséquent et parfois difficilement conciliable avec une analyse par éléments finis.

2. Méthodes approchées : FORM/SORM

La seconde famille regroupe les méthodes d'approximations, essentiellement utilisées en fiabilité des structures [10]. Dans ce cadre, les méthodes les plus répandues sont les méthodes FORM (First Order Reliability Method), SORM (Second Order Reliability Method).

Ces méthodes sont basées sur la détermination de l'indice de fiabilité β qui permet ensuite d'accéder à une valeur approchée de la probabilité de défaillance. Plusieurs définitions sont possibles pour β mais celle préconisée par Hasofer et Lind [13], est aujourd'hui la plus largement employée compte tenu de son invariance vis-à-vis de la représentation de la fonction de performance.

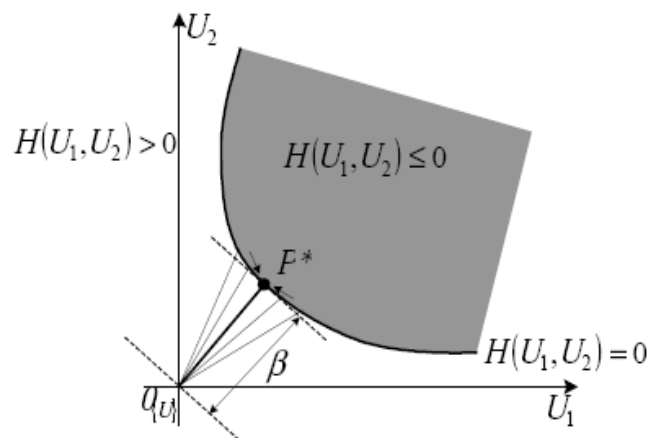


Figure III.4 : Recherche de l'indice de fiabilité β et du point de conception P^* dans l'espace standard pour deux variables aléatoires $\{U\} = \{U_1, U_2\}$ [6].

β	P_f
0	0.5
1	0.16
2	2.28×10^{-2}
3	1.35×10^{-3}
4	3.17×10^{-5}
5	2.87×10^{-7}
6	9.87×10^{-10}

Tableau III.2 : Correspondance entre l'indice de fiabilité β et la probabilité de défaillance [6].

III.9 CONCLUSION :

A travers ce chapitre, nous avons présenté le principe des approches fiabilistes appliquée à l'analyse des structures.

Cette présentation est importante puisqu'elle servira de base lors de l'analyse fiabiliste de la stabilité de notre talus.

IV.1 INTRODUCTION :

Les données relatives aux structures de génie civil (actions appliquées, propriétés des matériaux, géométrie) présentent des incertitudes de nature aléatoire. De même, les hypothèses simplificatrices retenues dans la conception de ces structures, les approximations nécessaires à leur modélisation et les coefficients de sécurité conduisent à des incertitudes, qui amplifient celles liées aux données et au comportement du système mécanique. Ces données constituent donc des variables aléatoires.

En fonction des réalisations de celles-ci, l'état d'une structure peut appartenir à deux domaines : un domaine de défaillance constitué des états défaillants et son complémentaire appelé domaine de sûreté. La frontière entre ces deux domaines est appelée surface d'état limite ou de défaillance.

L'utilisation des approches probabilistes nous permet d'estimer l'ampleur du risque pris et cela en considérant les paramètres de la structure étudiée comme étant des variables aléatoires et d'estimer la probabilité de défaillance (fiabilité).

Dans ce qui suit, on appliquera ces approches à l'analyse de la stabilité d'un talus.

IV.2 ANALYSE PROBABILISTE

La simulation probabiliste est incontournable lorsqu'il s'agit de gérer des phénomènes aléatoires, elle permet d'aborder cette discipline réputée théorique et ardue, par la voie de l'expérimentation.

• Définition de la simulation probabiliste :

« La simulation » est une méthode de mesure et d'étude consistant à remplacer un phénomène ou un système par un modèle plus simple mais ayant un comportement analogue. Le système ou phénomène analysé peut être schématisé sous forme d'un modèle mécanique [8].

L'objectif d'un modèle de simulation peut être simplement descriptif : étudier le comportement d'un système sous différentes hypothèses d'évolution de l'environnement, ou aussi normatif (décisionnel): choisir la meilleure décision ou la moins mauvaise, en simulant plusieurs décisions envisagées.

Dans le cas de la simulation probabiliste, les événements qui apparaissent lors de l'évolution du système ne sont pas connus avec certitude, mais on est capable de probabiliser cette apparition.

En résumé la simulation probabiliste est un outil important pour traiter des expériences aléatoires, elle permet d'expliquer le déroulement de celles-ci et d'aborder des problèmes compliqués par le biais d'une démarche expérimentale.

IV.3 PRESENTATION DE MATLAB :

Matlab est un logiciel commercial de calcul interactif. Il permet de réaliser des simulations numériques basées sur des algorithmes d'analyse numérique. Il peut donc être utilisé pour la résolution approchée d'équations différentielles, d'équations aux dérivées partielles, etc.....

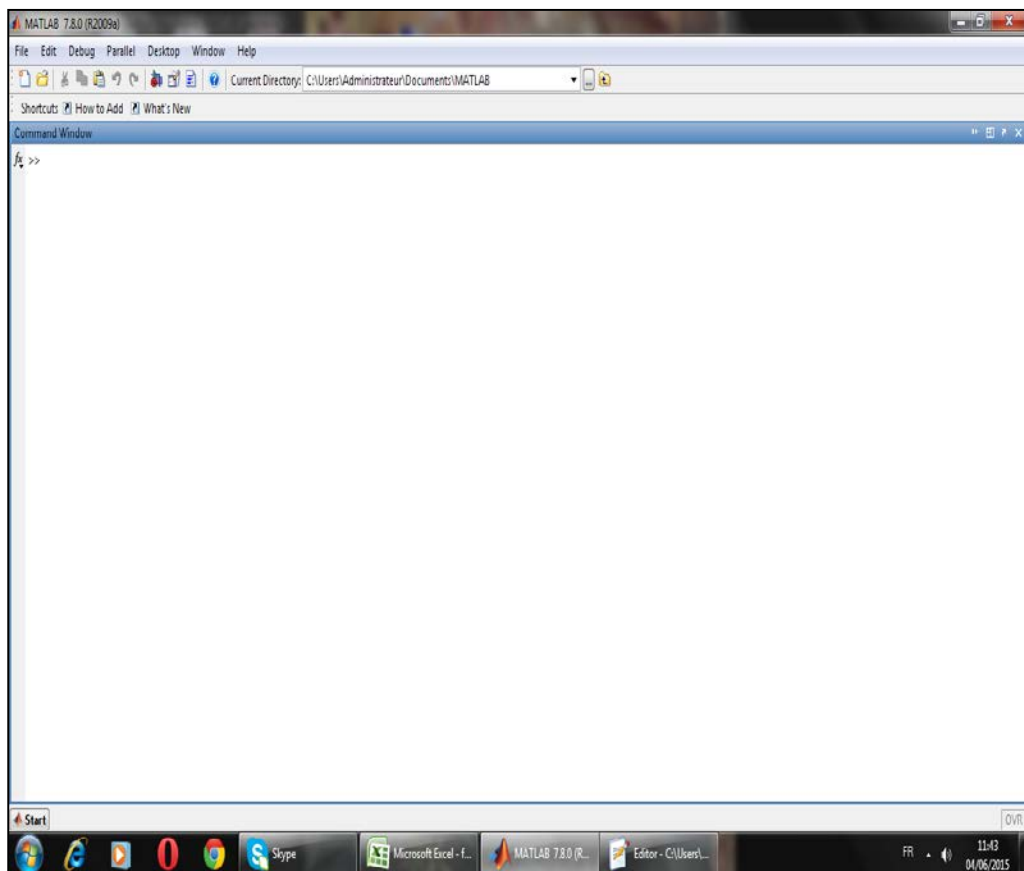


Figure IV.1 : Représentation de l'interface Matlab.

Matlab est constitué d'un noyau relativement réduit, capable d'interpréter puis d'évaluer les expressions numériques matricielles qui lui sont adressées. Il est très utilisé dans les universités comme dans le monde industriel.

IV.4 ESTIMATION DE LA PROBABILITE DE DEFAILLANCE :

Pour la simulation, nous avons mis en place un outil de calcul sous Matlab ; qui nous permettra d'effectuer tous les calculs nécessaires afin d'aboutir à la probabilité de défaillance de notre talus.

IV.5 GENERATIONS DE NOMBRES ALEATOIRES :

Pour les besoin de la simulation nous utilisons un gerenerateur de variables aléatoire. Ainsi plusieurs échantillons sont ainsi obtenus pour chaque paramètre de notre talus, choisi comme variable aléatoire. Chaque paramètre suit une loi de distribution avec une moyenne et un écart type.

IV.6 ORGANIGRAMME DE CALCUL :

L'organigramme ci-dessous, illustre la procédure de calcul de la probabilité de défaillance par la méthode de Monte Carlo.

- Après lecture des données géométriques et mécanique du talus, nous introduisons les propriétés des différents cercles.
- le programme génère des variables aléatoires selon les lois définis pour chaque paramètre.
- le programme calcul les deux coefficients de sécurité de Fellenius et de Bishop.
- Un test de rupture est effectué pour localiser les défaillances
- enfin le programme estime la probabilité de défaillance.

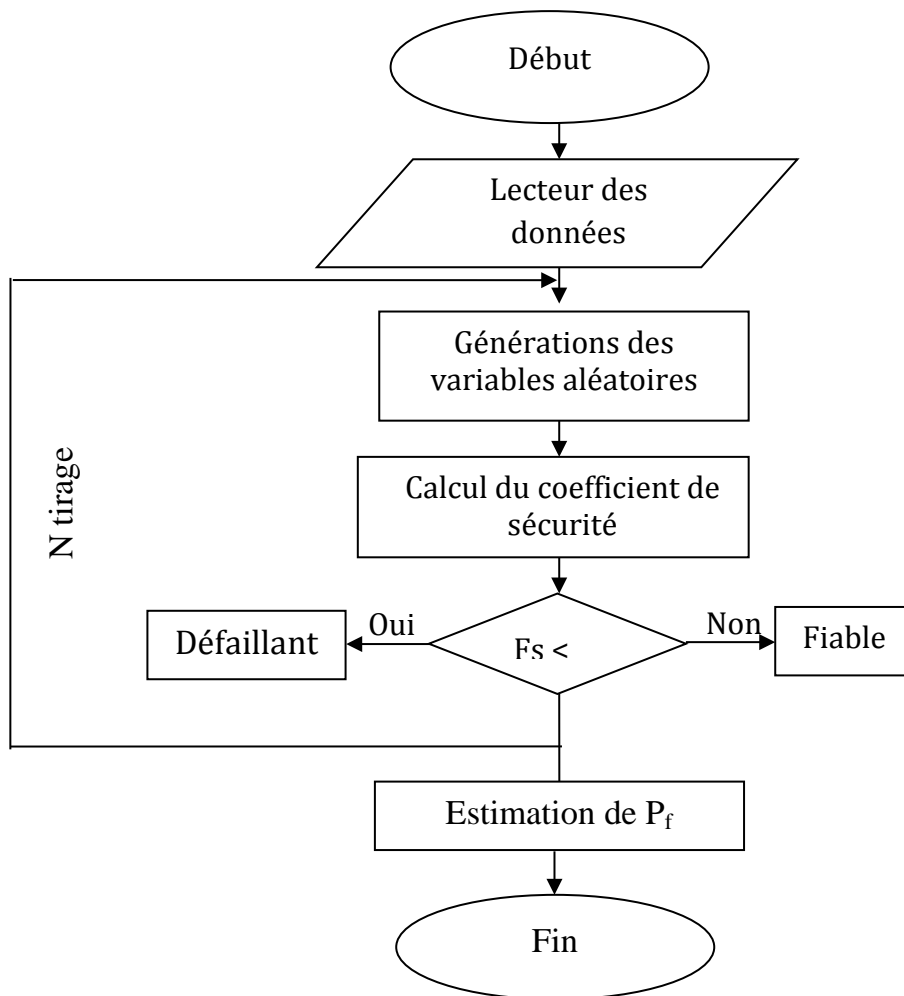


Figure IV.2 : Organigramme de calcul de la probabilité de défaillance du talus.

IV.7 CHOIX DES VARIABLES ALEATOIRES :

La modélisation du comportement des talus est affectée par de nombreuses incertitudes, dont il est difficile d'estimer quantitativement les variabilités associées.

Les sources d'incertitudes retenues dans notre étude sont relatifs aux propriétés physiques et mécaniques du sol, ces paramètres sont pris comme variables aléatoires et sont représentés dans le tableau IV.1.

Reste donc à préciser leur loi de distribution : étant donné que l'on travaille avec des données issues de la littérature qui portent sur des valeurs moyennes, il semble plus pertinent de recourir à la loi normale qui fournit les proportions de valeurs comprises dans des intervalles centrés sur la moyenne.

Paramètres	Loi de distribution	moyenne
Poids spécifique du sol : γ (kN/m ³)	normal	19
Cohésion du sol : C (kN/m ²)	normal	15
Angle de frottement interne : φ (°)	normal	24
Profondeur de la nappe d'eau : h (m)	normal	1.60

Tableau IV.1 : Variables aléatoires et loi de distribution des paramètres.

IV.8 CHOIX DE LA FONCTION D'ETAT LIMITE :

La notion de probabilité (mode) de défaillance est étroitement liée à la notion de fonction d'état limite (ou fonction de défaillance) G . Alors, si l'on désire estimer la probabilité de défaillance de notre talus, nous devons définir l'état limite au-delà duquel le système physique n'est plus considéré comme fiable (stable). Ces états limites correspondent principalement à des exigences en termes de tenue mécanique (la défaillance est associée à la ruine du système étudié) ou d'aptitude au service (la défaillance est associée à des dépassements excessifs de la capacité).

Pour définir cette fonction d'état limite, nous devons considérer le comportement mécanique de notre talus. Autrement dit, nous devons identifier tous les modes de rupture possibles. Pour chaque mode de rupture, il faudra définir une fonction d'état limite G .

$$G=R-S$$

Avec :

R : une caractéristique de résistance

S : une donnée relative à la sollicitation appliquée

Ainsi, en considérant le comportement mécanique de notre talus, nous pouvons définir la fonction suivante :

Selon le chapitre II, le talus est considéré instable si :

$$G = F_s = \frac{\text{Moment stabilisant}}{\text{Moment moteur}} \leq 1.5$$

IV.9 APPLICATIONS

Dans le cadre de cette étude, nous allons traiter dans un premier temps, l'étude de la stabilité du talus.

Les dimensions géométriques sont représentées sur la figure IV.3, en considérant qu'il n'y a pas de nappe, et que le sol est homogène.



Figure IV.3 : Exemple d'un talus à l'état sec.

Dans un second temps nous allons traiter l'étude de la stabilité du talus représenté sur la figure IV.4, en considérant la présence de la nappe et que le sol est toujours homogène.

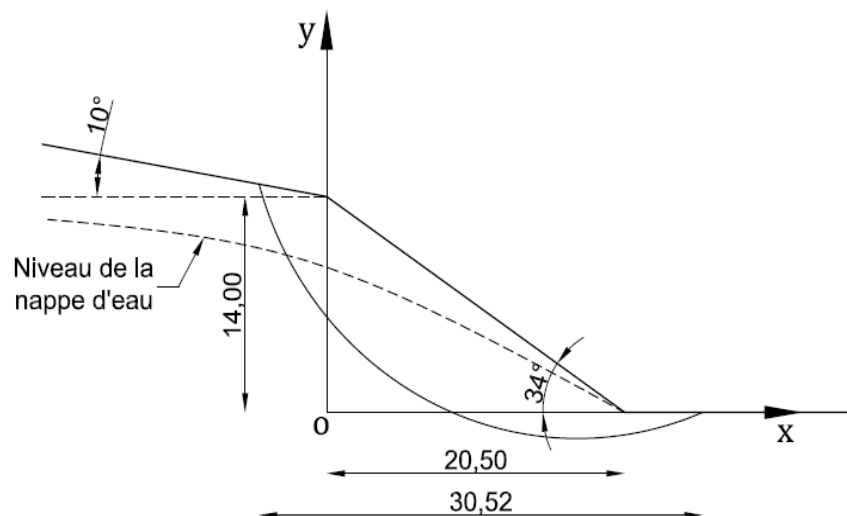


Figure IV.4 : Exemple d'un talus en présence d'une nappe d'eau.

CONCLUSION :

A travers ce chapitre nous avons présenté les différentes étapes à suivre pour obtenir les valeurs de la probabilité de défaillance d'un talus. Les résultats ainsi obtenus seront présentés dans le chapitre qui suit.

V.1 INTRUCTION :

L'analyse fiabiliste consiste à étudier l'effet de la variabilité des paramètres d'entrée d'un système mécanique sur sa réponse ; flèche, contrainte, effort, tassement, rupture.....etc.

Dans ce qui suit, on présentera quelques résultats issus des différentes simulations effectuées.

V.2 VARIABILITE DES PARAMETRES D'ENTREE :

Les variables d'entrée considérées aléatoires sont représentées dans le tableau suivant :

Paramètres	Loi de distribution	moyenne	Ecart type
Poids spécifique du sol : γ (kN/m ³)	normal	19	10%
Cohésion du sol : C (kN/m ²)	normal	15	10%
Angle de frottement interne : ϕ (°)	normal	24	10%

Tableau V.1 : Variables aléatoires et loi de distribution des paramètres.

Ainsi, sur les figures V.1 à V.3, nous représentons la distribution de ces trois paramètres aléatoires.

Nous constatons qu'effectivement, les tirages effectués correspondent à des distributions normales.

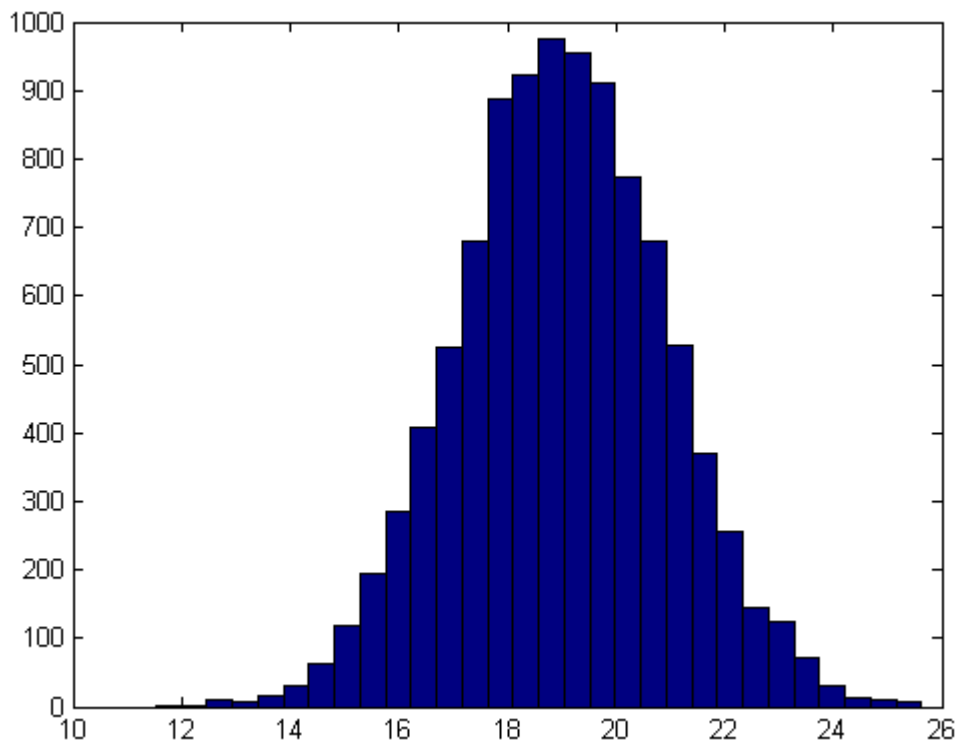


Figure V.1 : Distribution du poids spécifique du sol.

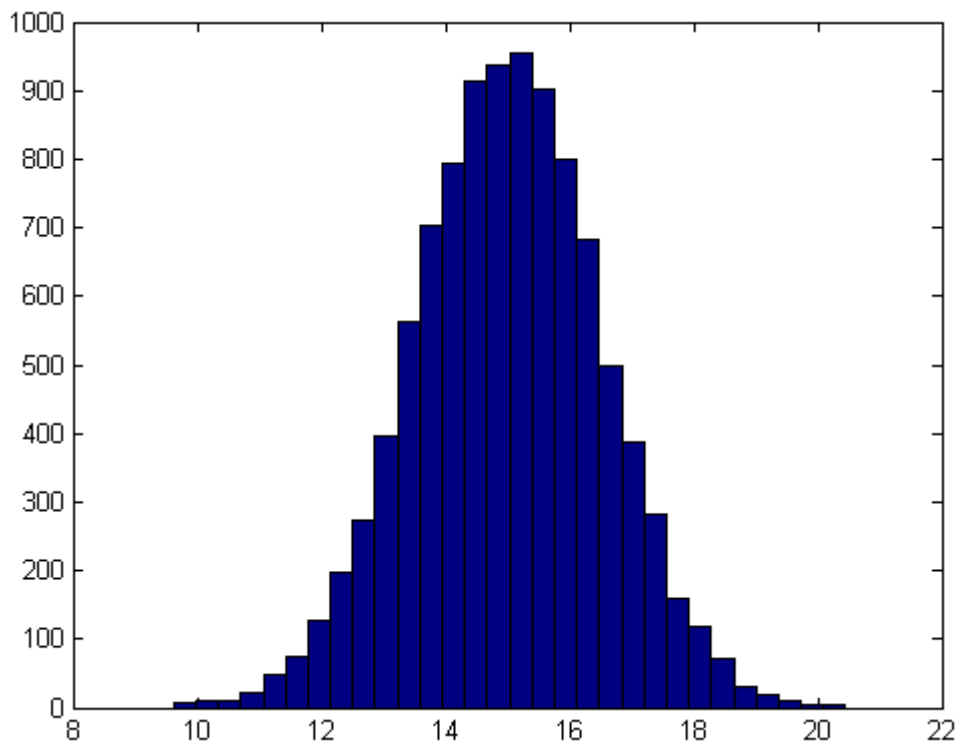


Figure V.2 : Distribution de la cohésion du sol.

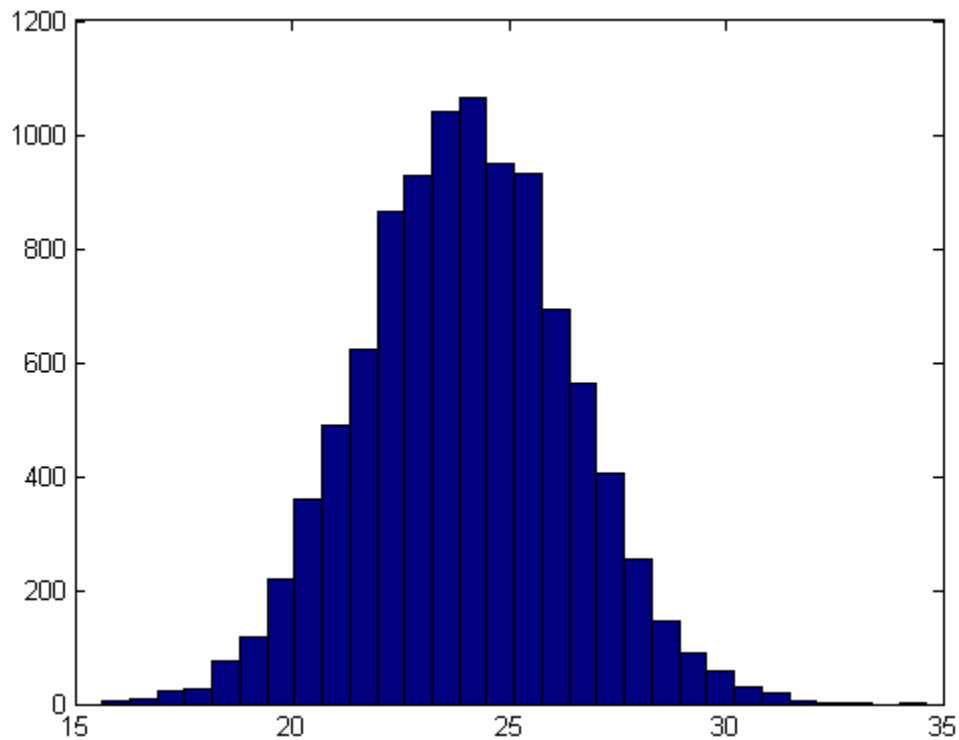


Figure V.3 : Distribution de l'angle de frottement.

V.3 VARIABILITE DES PARAMETRES DE SORTIE :

Afin d'illustrer l'effet de la variabilité des trois paramètres d'entrée présentés ci-dessus, nous présentons dans les figures V.4 et V.5, la variabilité des paramètres de sortie.

Nous rappelons que les paramètres de sortie dans notre cas sont les coefficients de sécurité de Fellenius et Bishop.

Les figures montrent que l'allure des courbes représentant les deux coefficients suivent l'allure d'une loi normale.

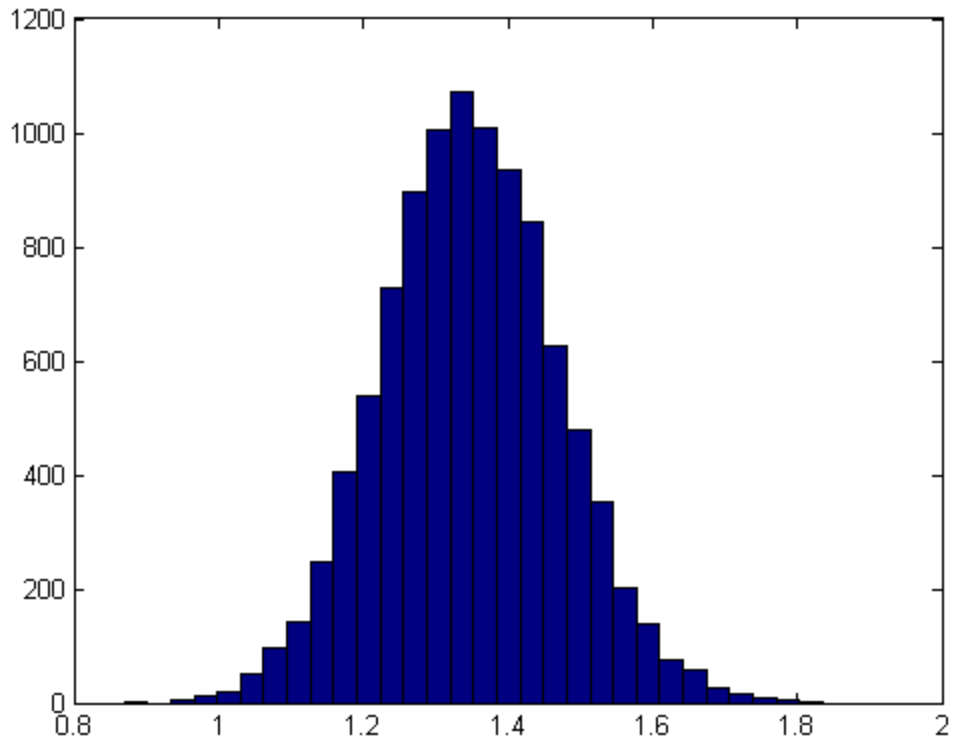


Figure V.4 : Distribution du coefficient de sécurité de Fellenius.

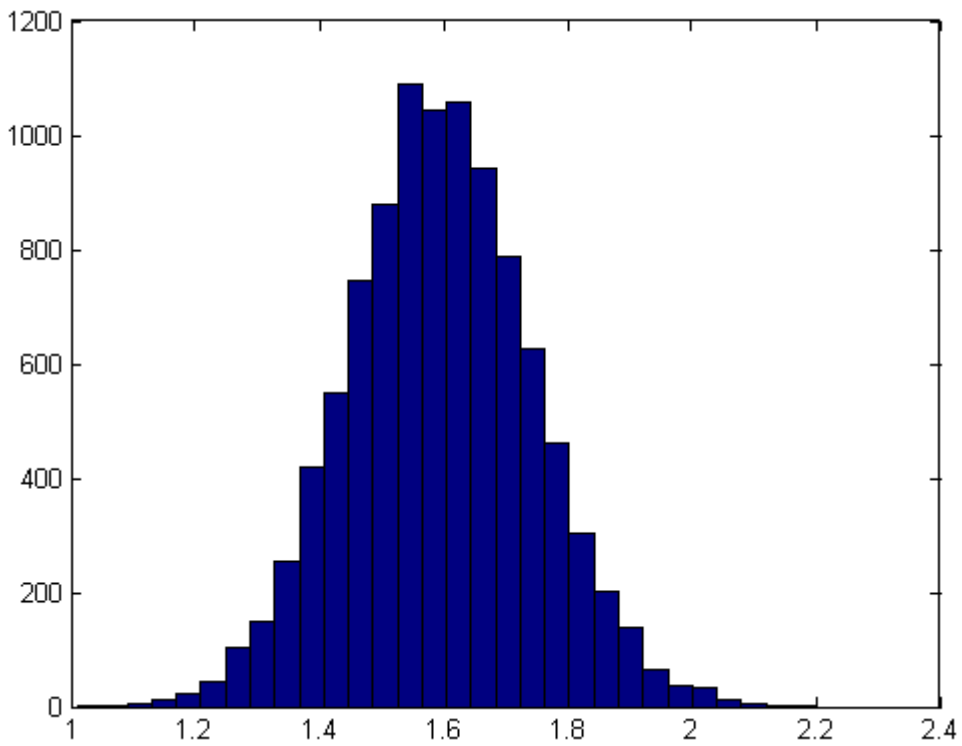


Figure V.5 : Distribution du coefficient de sécurité de Bishop.

V.4 EVOLUTION DE LA PROBABILITE DE DEFAILLANCE :**a. Terrain sec :**

Cercle	Pf	Fellenius		Bishop	
		Moyenne	Ecart type	Moyenne	Ecart type
5	0.6241	1.3071	0.1151	1.4615	0.1293
16	0.0448	1.7214	0.1656	1.7690	0.1676
20	0.0532	1.4649	0.1327	1.7569	0.1625
25	0.7218	1.2892	0.1131	1.4284	0.1260
40	0.4693	1.3114	0.1180	1.5139	0.1383
52	0.6587	1.3429	0.1218	1.4505	0.1307
63	0.2145	1.3789	0.1271	1.6217	0.1525
69	0.5723	1.3114	0.1172	1.4782	0.1334
79	0.0316	1.7417	0.1685	1.7972	0.1707
82	0.6348	1.3098	0.1163	1.4576	0.1304
95	0.3155	1.4200	0.1246	1.5671	0.1370
107	0.0267	1.7554	0.1700	1.8106	0.1722
110	0.1071	1.4609	0.1296	1.6841	0.1501
121	0.0404	1.7254	0.1636	1.7744	0.1656
131	0.1533	1.4547	0.1296	1.6500	0.1472
142	0.0771	1.6869	0.1618	1.7253	0.1634
146	0.1224	1.4473	0.1283	1.6719	0.1500
150	0.4998	1.4314	0.1298	1.5029	0.1349
160	0.7189	1.2915	0.1133	1.4278	0.1268
163	0.0315	1.7466	0.1691	1.7984	0.1711
166	0.7139	1.2986	0.1166	1.4297	0.1293
175	0.3316	1.3374	0.1195	1.5642	0.1428
181	0.6368	1.3077	0.1162	1.4567	0.1307
185	0.2067	1.5172	0.1374	1.6184	0.1444
197	0	2.5580	0.2756	2.5766	0.2756
202	0.0036	1.6347	0.1479	1.9592	0.1800
213	0.7618	1.3586	0.1226	1.4138	0.1264
222	0.3451	1.3670	0.1223	1.5586	0.1403
234	0	3.3208	0.3071	3.7064	0.3350
247	0.0022	1.9102	0.1906	1.9927	0.1949
252	0	1.7804	0.1595	2.2474	0.2070
264	0.0247	1.5732	0.1402	1.8112	0.1625
282	0.0690	1.6916	0.1627	1.7296	0.1643
294	1	0.8764	0.0778	0.9116	0.0811
303	0.0598	1.7026	0.1640	1.7491	0.1661
307	0.7453	1.2930	0.1170	1.4165	0.1296
318	0.3735	1.4679	0.1323	1.5492	0.1380
334	0.4631	1.3444	0.1177	1.5152	0.1336
343	0.2541	1.3489	0.1208	1.5969	0.1468

Tableau V.2 : Evolution de la probabilité de défaillance et coefficient de sécurité correspondant (terrain sec).

Dans le tableau V.2, nous avons représenté l'évolution de la probabilité de défaillance de notre talus en déterminant les deux coefficients de sécurité de Fellenius et Bishop dans le cas d'un sol sec en considérant 10% d'écart type.

Le but de cette procédure est de mettre en évidence le cercle de rupture le plus probable.

Ce que nous pouvons constater à travers l'analyse de ces résultats est que notre talus est instable.

En effet, la probabilité de défaillance atteint des valeurs maximales qui est de 1 pour le cercle 294.

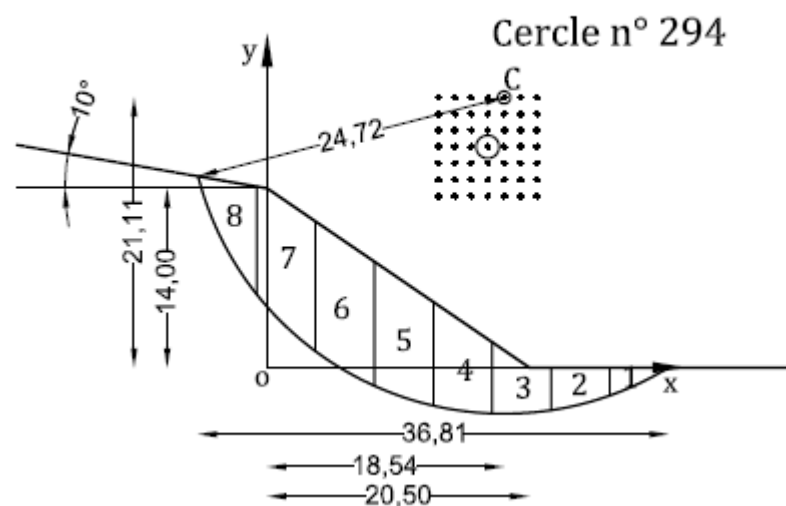


Figure V.5 : Cercle de rupture N°294 en terrain sec.

Les valeurs des coefficients de sécurité correspondants à cette probabilité de défaillance est de :

Fellenius → 0.8764

Bishop → 0.9116

b. Terrain avec présence d'une nappe :

Cercle	pf	Fellenius		Bishop	
		Moyenne	Ecart type	Moyenne	Ecart type
5	1	0.9308	0.0711	1.0631	0.0817
16	0.2639	1.5586	0.1465	1.5967	0.1473
20	0.9996	0.8639	0.0678	1.1501	0.0939
25	1	0.6214	0.0552	0.7643	0.0619
40	1	0.8550	0.0641	1.0446	0.0808
52	1	1.0179	0.0812	1.1087	0.0871
63	1	0.8194	0.0646	1.0584	0.0864
69	1	0.6534	0.0557	0.8166	0.0659
79	0.0608	1.6862	0.1610	1.7390	0.1629
82	1	0.9650	0.0735	1.0924	0.0846
95	0.9968	1.1021	0.0885	1.2297	0.0975
107	0.2365	1.5606	0.1467	1.6068	0.1473
110	1	0.7996	0.0644	1.0226	0.0776
121	0.3391	1.5238	0.1435	1.5634	0.1441
131	1	0.9968	0.0742	1.1782	0.0882
142	0.3350	1.5351	0.1451	1.5650	0.1456
146	1	0.6518	0.0620	0.9317	0.0748
150	0.9567	1.2473	0.1065	1.3055	0.1096
160	1	0.5787	0.0553	0.7500	0.0629
163	0.0478	1.7086	0.1623	1.7584	0.1641
166	1	0.9706	0.0743	1.0848	0.0844
175	1	0.8293	0.0649	1.0507	0.0861
181	1	0.9117	0.0689	1.0446	0.0806
185	0.9693	1.2096	0.1028	1.2946	0.1065
197	9.0000e-004	2.1405	0.2467	2.1485	0.2462
202	0.9740	0.9863	0.0753	1.2980	0.1028
213	0.9970	1.1445	0.0979	1.1899	0.1002
222	1	0.9205	0.0690	1.1012	0.0838
234	0	2.5274	0.2110	2.9280	0.2348
247	0.0967	1.6302	0.1588	1.7054	0.1616
252	0.9462	0.8424	0.0763	1.3200	0.1108
264	1	0.4878	0.0806	0.7509	0.0769
282	0.2893	1.5556	0.1460	1.5855	0.1465
294	1	0.5110	0.0396	0.5407	0.0419
303	0.0667	1.6863	0.1602	1.7320	0.1621
307	1	0.9247	0.0717	1.0318	0.0822
318	0.7524	1.3430	0.1184	1.4173	0.1231
334	1	1.0023	0.0768	1.1513	0.0896
343	1	0.8238	0.0635	1.0681	0.0865

Tableau V.3 : Evolution de la probabilité de défaillance et coefficient de sécurité correspondant (terrain avec nappe).

Dans le tableau V.4, nous suivons la même démarche que précédemment en considérant la présence de la nappe qui suit l'allure présentée dans la figure V.6

L'analyse des résultats obtenus montre clairement que notre talus est toujours instable.

En effet la majorité des probabilités de défaillance des différents cercles sont très importantes.

Dans ce cas de figure, nous constatons aussi que le cercle n° 294 est le plus défavorable, dont les résultats sont illustrés dans le tableau V.4 :

Cercle 264	pf	Fellenius		Bishop	
		Moyenne	Ecart type	Moyenne	Ecart type
Terrains sec	1	0.8764	0.0778	0.9116	0.0811
Terrain avec nappe	1	0.5110	0.0396	0.5407	0.0419

Tableau V.4 : Effet de l'écart type sur la probabilité de défaillance.

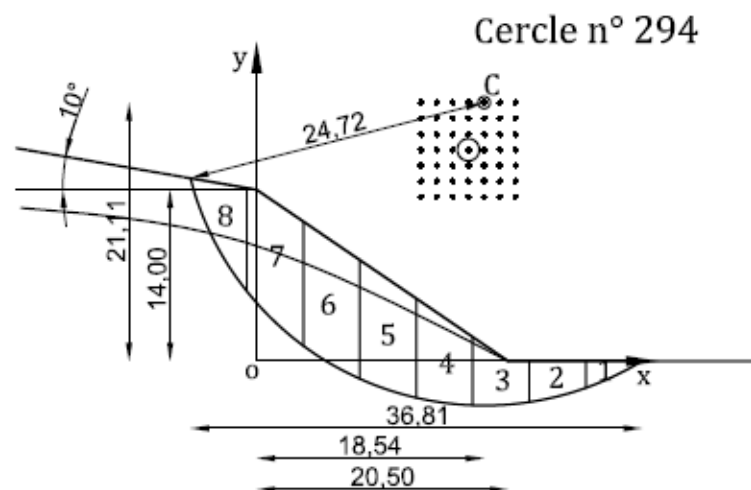


Figure V.6 : Cercle de rupture N°294 en présence de la nappe d'eau.

V.5 EFFET DE LA VARIABILITE (ECART TYPE) SUR LA PROBABILITE DE DEFAILLANCE :

L'analyse de cette variabilité permet d'identifier les paramètres dont il faudra contrôler au mieux la valeur. Pour ce fait, on a augmenté l'écart type de chaque variable aléatoire de 20% puis de 40% et on a calculé la probabilité de défaillance du talus.

Cercle	Variabilité Ecart type	pf	Fellenius		Bishop	
			Moyenne	Ecart type	Moyenne	Ecart type
γ	10%	0.0465	1.7236	0.1673	1.7710	0.1693
	20%	0.0958	1.7541	0.2743	1.8014	0.2738
	40%	0.2120	2.2035	35.0095	2.2496	35.0092
C	10%	0.0465	1.7236	0.1673	1.7710	0.1693
	20%	0.1245	1.7276	0.2441	1.7752	0.2441
	40%	0.2735	1.7176	0.4265	1.7659	0.4231
φ	10%	0.0465	1.7236	0.1673	1.7710	0.1693
	20%	0.1102	1.7266	0.2186	1.7747	0.2279
	40%	0.2279	1.7494	0.3723	1.8000	0.3976

Tableau V.5 : Effet de l'écart type sur la probabilité de défaillance.

A travers les résultats du tableau V.5, nous constatons que l'augmentation de la valeur de l'écart type autrement dit la variabilité des paramètres, augmente la probabilité de défaillance.

Nous constatons que le coefficient de sécurité augmente avec l'augmentation de l'écart type de chaque paramètre.

Il y a lieu de préciser que pour cette étude de sensibilité, nous avons considéré un cercle dont la probabilité de défaillance est faible.

V.6 EFFET DE LA MOYENNE SUR LA PROBABILITE DE DEFAILLANCE :

Cercle	Moyenne	pf	Fellenius		Bishop	
			Moyenne	Ecart type	Moyenne	Ecart type
γ	Réf.	0.0465	1.7236	0.1673	1.7710	0.1693
	10%	0.1123	1.6292	0.1465	1.6777	0.1490
	20%	0.2385	1.5528	0.1373	1.6023	0.1404
C	Réf.	0.0465	1.7236	0.1673	1.7710	0.1693
	10%	0.0069	1.8233	0.1719	1.8696	0.1737
	20%	0.0020	1.9263	0.1801	1.9717	0.1817
φ	Réf.	0.0465	1.7236	0.1673	1.7710	0.1693
	10%	0.0105	1.8091	0.1674	1.8634	0.1695
	20%	0.0016	1.8936	0.1672	1.9552	0.1695

Tableau V.6 : Effet de la moyenne sur la probabilité de défaillance.

L'analyse de la variation des valeurs moyennes permettent de savoir sur quels paramètres il est intéressant de jouer en priorité pour obtenir une structure plus fiable.

Dans le but de mettre en évidence l'effet de chaque paramètre sur la probabilité de défaillance, nous avons représenté l'évolution de cette probabilité de défaillance en faisant varier la valeur de la moyenne de chaque paramètre séparément de 10%.

A travers le tableau V.6, nous constatons que :

- Lorsqu'on augmente γ la probabilité de défaillance augmente.
- Lorsqu'on augmente C la probabilité de défaillance diminue.
- Lorsqu'on augmente φ la probabilité de défaillance diminue.

En terme de coefficient de sécurité, nous constatons que :

- Lorsqu'on augmente γ le coefficient de sécurité diminue
- Lorsqu'on augmente C le coefficient de sécurité augmente.
- Lorsqu'on augmente φ le coefficient de sécurité augmente.

En conclusion :

γ est considéré comme un paramètre de sollicitation.

C est considéré comme un paramètre de résistance.

φ est considéré comme un paramètre de résistance.

V.7 ANALYSE DE L'EFFET DU NIVEAU DE LA NAPPE :

Dans le but d'étudier l'effet du niveau de la nappe sur la stabilité du talus, nous avons traité le cas de la figure V.1 en considérant un cercle donné.

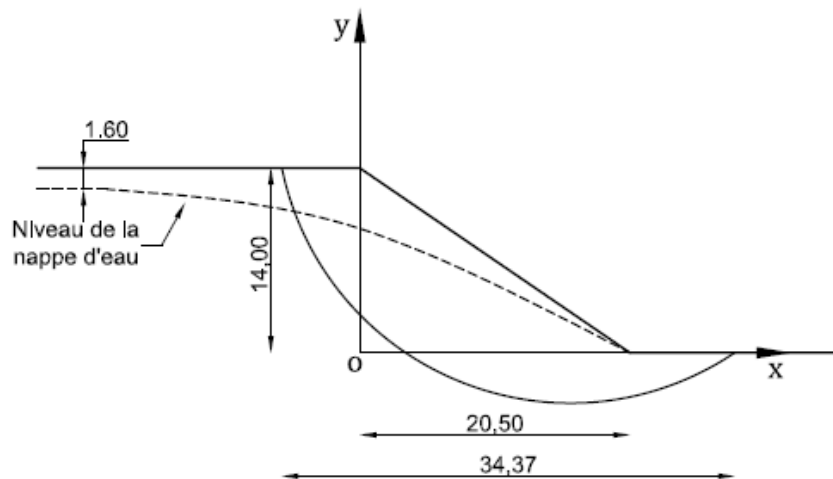


Figure V.8 : Cas du talus avec terrain horizontal en amont.

Les variables considérées aléatoires sont représentées dans le tableau suivant :

Paramètres	Loi de distribution	moyenne	Ecart type
Poids spécifique du sol : γ (kN/m ³)	normal	19	10%
Cohésion du sol : C (kN/m ²)	normal	15	10%
Angle de frottement interne : φ (°)	normal	24	10%
Profondeur de la nappe d'eau : h (m)	normal	1.60	10%

Tableau V.7 : Variables aléatoires et loi de distribution des paramètres

Dans le tableau V.8, nous avons présenté les résultats de l'analyse de la stabilité du talus en introduisant une évolution du niveau de la nappe par rapport à la surface du sol amont.

h	pf	Fellenius		Bishop	
		Moyenne	Ecart type	Moyenne	Ecart type
1.60	1	0.8413	0.0702	1.0785	0.0919
1.70	1	0.8518	0.0711	1.0884	0.0922
1.80	1	0.8640	0.0721	1.1006	0.0939
2.00	0.9997	0.8872	0.0745	1.1234	0.0964
3.00	0.9880	1.0056	0.0864	1.2415	0.1081
4.0	0.8689	1.1234	0.1038	1.3583	0.1258
5.0	0.5818	1.2426	0.1220	1.4764	0.1435
6.0	0.2929	1.3591	0.1399	1.5916	0.1608
7.0	0.1229	1.4778	0.1599	1.7089	0.1803
8.0	0.0417	1.5950	0.1809	1.8249	0.2005
9.0	0.0152	1.7129	0.1993	1.9413	0.2184
10.0	0.0055	1.8300	0.2223	2.0577	0.2406

Tableau V.8 : Evolution de la probabilité de défaillance et des coefficients de sécurité correspondants en fonction du niveau de la nappe.

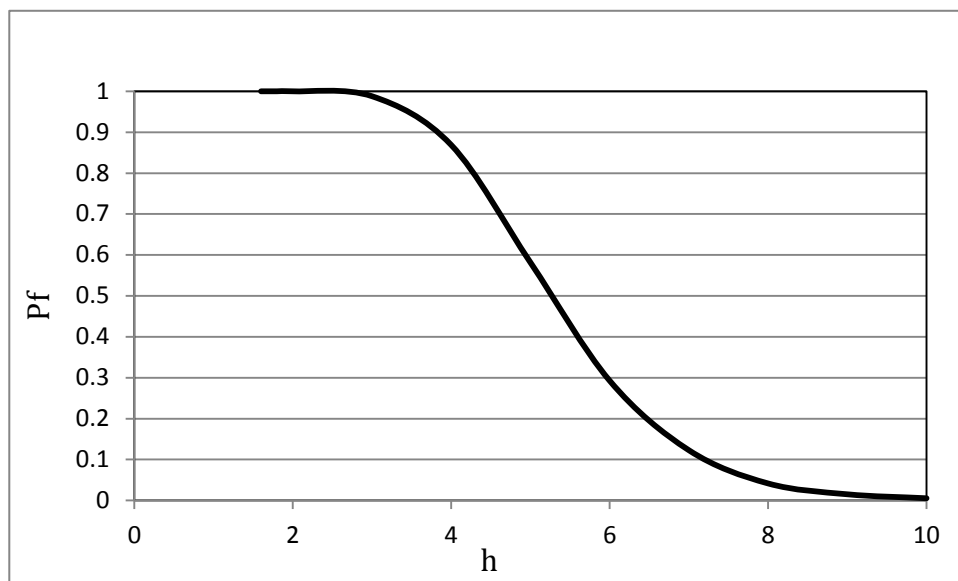


Figure V.9 : Evolution de la probabilité de défaillance fonction du niveau de la nappe.

Sur la figure V.9 nous avons présenté l'évolution de la probabilité de défaillance du talus en fonction de l'évolution du niveau de la nappe par rapport à la surface du sol amont.

Ce que l'on peut conclure c'est que au-delà de $h=5\text{m}$, la probabilité de défaillance de notre talus est supérieure à 0.5 ce qui représente une valeur assez importante.

L'intérêt de cette courbe réside dans le fait que connaissant le niveau de la nappe, nous pouvons lire la probabilité de défaillance de notre talus.

Sur la figure V.10 nous avons présenté l'évolution de la valeur des deux facteurs de sécurité de Fellenius et Bishop en fonction de l'évolution du niveau de la nappe par rapport à la surface du sol amont.

L'intérêt de cette courbe réside dans le fait que connaissant le niveau de la nappe, nous pouvons lire la valeur du coefficient de sécurité de notre talus.

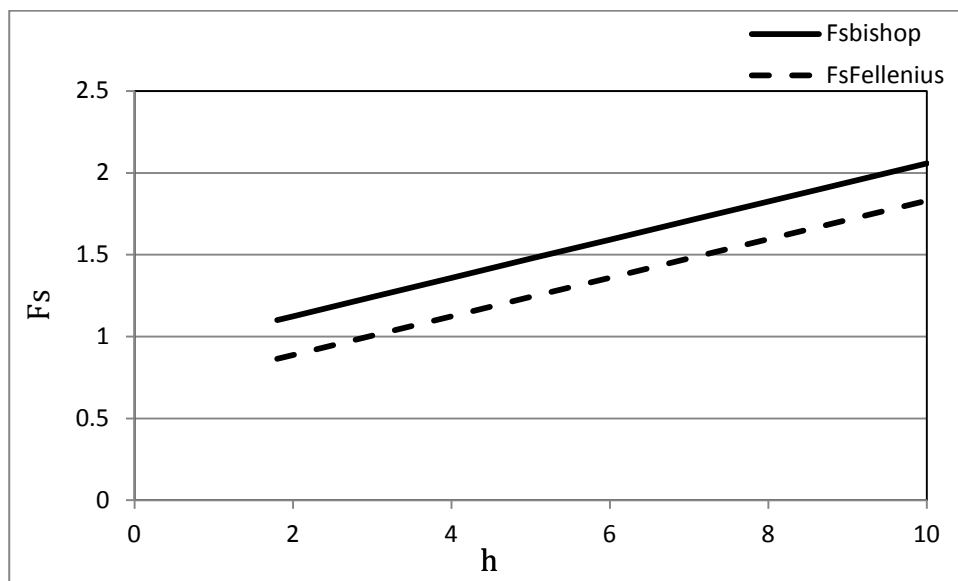


Figure V.10 : Evolution de la probabilité de défaillance fonction du niveau de la nappe.

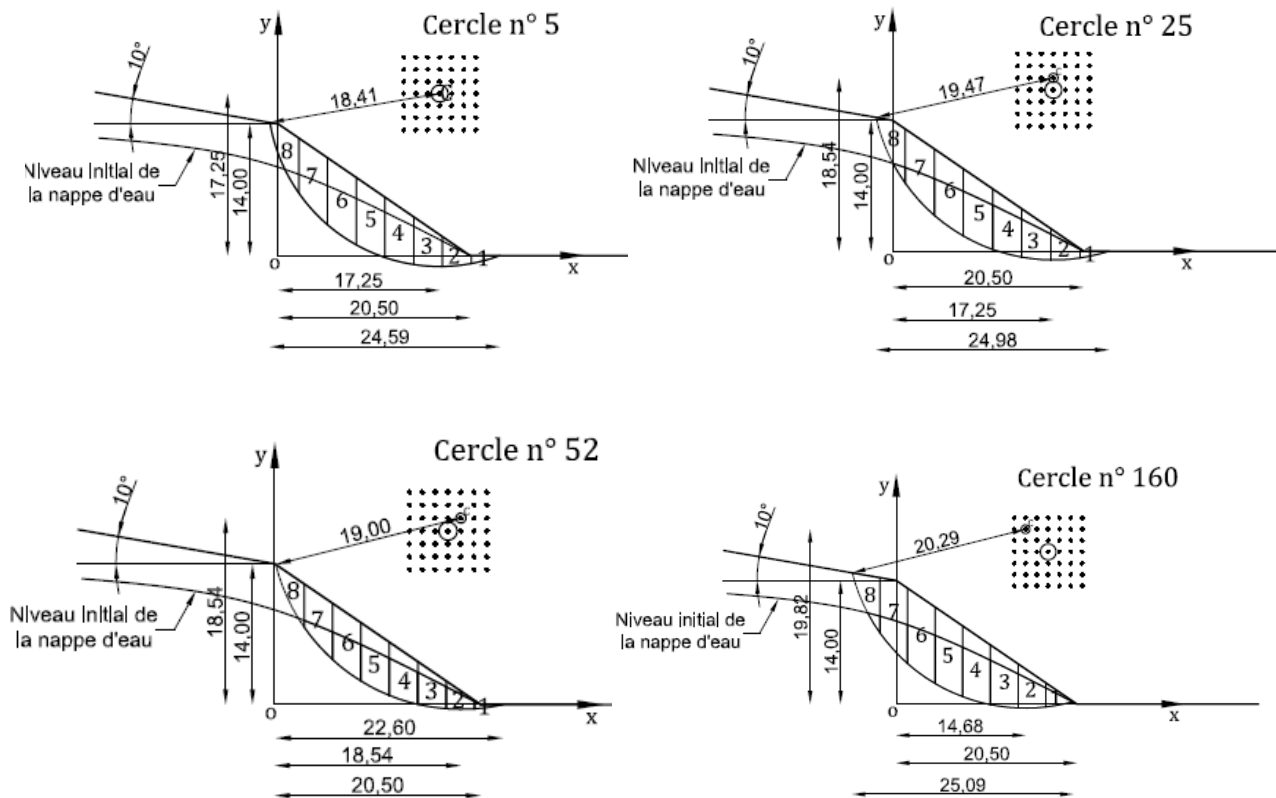


Figure V.11 : Illustration des cercles les plus défavorables en présence de la nappe d'eau.

I.5 CONCLUSION :

A travers ce chapitre nous avons appliqué l'approche probabiliste pour l'analyse de la stabilité d'un talus.

Cette étude nous a permis d'analyser l'effet de la variabilité des paramètres du sol sur la réponse du talus.

Cette approche nous a aussi permis d'estimer la probabilité de défaillance pour une valeur donnée du coefficient de sécurité.

Ajouter à cela, l'étude de sensibilité a permis d'analyser l'effet de chaque paramètre sur le comportement du talus.

Enfin, nous avons analysé l'effet du niveau de la nappe en mettenant en place une courbe qui permet de donner pour un niveau fixé la probabilité de défaillance.

CONCLUSION GENERALE

Au terme de cette étude, nous avons montré que la démarche fiabiliste permet d'évaluer la probabilité de défaillance d'une structure, ainsi que de mesurer la sensibilité de cette probabilité par rapport à chacune des variables aléatoires introduites.

L'intérêt d'introduire cette notion de probabilité se situe dans le fait que l'utilisateur donne le risque que l'on court par rapport à la stabilité d'un talus.

En effet, cette étude nous a permis d'analyser l'effet de la variabilité des paramètres du sol sur la réponse du talus, et d'estimer la probabilité de défaillance pour une valeur donnée du coefficient de sécurité.

Enfin, ce travail nous a permis de mettre en place une courbe qui permet de donner pour un niveau fixé, la probabilité de défaillance.

En perspective :

Plusieurs suites probables sont proposées pour ce travail de thèse. D'ailleurs, certains points doivent être traité, éventuellement :

- Introduction de l'aspect dynamique.
- Effet de la pente du talus.
- Variabilité spatiale (terrain hétérogène).

BIBLIOGRAPHIE

- [1] **A.BENAISSA**, Elements de mécanique des sol, Université de Constantine, Office des publications universitaires,2010.
- [2] **AMEUR Naima**, Analyse et évaluation du potentiel de risque du glissement de terrain d'Azazga, Thèse du Magistère, Université Mouloud Mammeri, Tizi-Ouzou, 2014.
- [3] **BOUAZIZ Nacira**, Etude de la stabilité d'un glissement de terrain Cas du versant de Tizirt, Thèse du Master, Université Mouloud Mammeri, Tizi-Ouzou, Septembre 2012.
- [4] **DIAB DJEFFAL Imane**, stabilité des pentes et méthodes de confortement, Thèse du Master, Université Mouloud Mammeri, Tizi-Ouzou, Septembre 2011.
- [5] **Gérard PHILIPONAT**, Fondations et ouvrages en terre, Editions EYROLLS, Paris 1979.
- [6] **Hocine DEHMOUS**, Fiabilité et micromécanique des matériaux composites Application à la passerelle de Loraine, Thèse de Doctorat, Institut National Polytechnique de Toulouse Ecole Doctorale Matériaux - Structure – Mécanique,2007.
- [7] **Lemaire M.**, Fiabilité des structures : couplage mécano-fiabiliste statique, Ed. Hermès-Lavoisier, Paris, 2005.
- [8] **Lévi, R.** Calculs probabilistes de la sécurité des constructions, Annales des Ponts et Chaussées 26, 1949.
- [9] **Lyonnet P.**, Ingénierie de la fiabilité, Ed. Tec & Doc, Lavoisier, Paris, 2006.
- [10] **Madsen, H.O., S. Krenk and N.C. Lind**, Methods of structural safety, Dover Publications, 1986.
- [11] **Maynadier J.**, Approches statistiques et fiabilistes en dynamique des structures, thèse de doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Toulouse, 2003.
- [12] **Mehenna ARAB**, Etude de la stabilité de la cité universitaire de la ville de « Médéa » (Etude géotechnique au laboratoire), Thèse du Master, Université Mouloud Mammeri, Tizi-Ouzou, Septembre 2011.

[13] **M. Lemaire**, Structural Reliability. ISTE/Wiley, 2009

[14] **O.D. Ditlevsen et H.O. Madsen**, Structural Reliability Methods. John Wiley & Sons Inc, 1996

[15] **RAHMANI Naima**, Méthodes stochastiques de calcul de stabilité des pentes, Thèse Magistère, Université Mouloud Mammeri, Tizi-Ouzou, 2011.

[16] **Schneider J.**, Introduction to Safety and Reliability of Structures, Structural Engineering Documents 5, 1997.