

**République Algérienne Démocratique et Populaire**  
**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**  
**Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou**  
**Faculté du Génie de la Construction**  
**Département de Génie Civil**



# **Mémoire de fin d'études**

**En Vue de l'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil**  
**Option : Constructions Hydrauliques et Aménagements**

**Thème :**

**Analyse Probabiliste de la stabilité  
du barrage Souk-Tlatha**

**Réalisé par :**

**M<sup>lle</sup> SEDDAR Sabrina.**

**M<sup>elle</sup> BOUGHAZI Sadia.**

**Sous l'encadrement de:**

**Dr : DEHMOUS Hocine**

**2019/2020**



## REMERCIEMENTS

Nous remercions en premier lieu Dieu de nous avoir donné la force et la patience  
De terminer cette étude dans le cadre de mémoire de fin de cycle master 2 en  
Construction Hydraulique et Aménagement.

Au terme de cette modeste étude, nous tenons à exprimer notre profonde  
Gratitude et nos vifs remerciements à notre promoteur, Monsieur **DEHMOUS HOCINE**,  
Maître de conférences Professeur au département de  
Génie civil, pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils, qui ont  
Contribué à alimenter notre réflexion, et pour la qualité de son suivi et la confiance qu'il  
nous a accordé en acceptant de rapporter ce travail.

J'adresse mes vifs remerciements à Mme **BOUZELHA KARIMA**, Professeur au  
Département de génie civil, pour ces conseils et orientations éclairés,  
Qui ont grandement contribué à l'élaboration de ce travail.

Un grand merci également à Mr. **HAMMOUM HOCINE**, Professeur au  
Département de génie civil pour avoir eu la patience de répondre à  
Nos innombrables questions.

Nos remerciements les plus vifs vont également aux membres du jury qui nous feront  
L'honneur de juger notre travail.

Nous remercions nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous  
Terminions nos études.

Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les enseignants et les travailleurs  
Du département de Génie-Civil.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension  
ET leur encouragement.

# Je dédié ce travail...

A mes chers parents...

Qu'ils m'ont doté d'une éducation digne, leurs amours a fait de moi ce que je suis aujourd'hui

A mes chers et adorable frères et sœurs...

En témoignage de mon affection fraternelle, de ma profonde tendresse et reconnaissance, je vous souhaite une vie pleine de bonheur et de succès et que Dieu, le puissant, vous protège et vous garde.

A mes chers petits Neveux et Nièces...

**DALINE, DACINE, SAMI, AYLAN, DYLAN**

Aucune dédicace ne saurait exprimer tous l'amour que j'ai pour vous, votre joie et votre gaieté me comblent de bonheur.

Puisse Dieu vous garder, éclairer votre route et vous aider à réaliser à votre tour vos vœux les plus chers.

A ma grand-mère chérie...

Qui m'a accompagné par ses prières, sa douceur, puisse Dieu lui prêter longue vie et beaucoup de santé et de bonheur dans les deux vies.

A mon ami de toujours **Samir...**

A mes camarades de la promotion **CHA**

A mon binôme **Sadia** et toute sa famille...

En souvenir de notre sincère et profonde amitié et des moments agréables que nous avons passés ensemble.

Veillez trouver dans ce travail l'expression de mon respect le plus profond et mon affection la plus sincère

**SABRINA**



# DÉDICACE

Je dédie ce modeste travail à :

A mes chers parents Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction et mon bien être. Puisse Dieu, le Très Haut, vous accorder santé, bonheur et longue vie et faire en sorte que jamais je ne vous déçoive.

A mes adorables sœurs mes chères frères Smail et Mohammed.

En témoignage de mon affection fraternelle, de ma profonde tendresse et reconnaissance, je vous souhaite une vie pleine de bonheur et de succès et que Dieu, le tout puissant, vous protège et vous garde.

A ma binôme Sabrina et toute sa famille,

et mes camarades de la promotion CHA

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour que ce projet soit possible,

je vous dis merci

**SADIA**



## Liste des figures

<b>Figure 1.1:</b> Barrage Beni Haroun(Mila).....	3
<b>Figure 1.2 :</b> Barrage Tichy-haf(Bejaïa).....	3
<b>Figure 1.3 :</b> Barrage Erraguene (Djijel).....	3
<b>Figure 1.4 :</b> Barrage Koudiat-Acerdoun (Bouira).....	3
<b>Figure 1.5 :</b> Profil du barrage homogène.....	4
<b>Figure 1.6 :</b> Barrage à noyau étanche.....	5
<b>Figure 1.7 :</b> Barrage à noyau central.....	5
<b>Figure 1.8:</b> Digue à noyau incliné.....	6
<b>Figure 1.9 :</b> Digue à diaphragme (Benkaci, 2014).....	6
<b>Figure 1.10.</b> Barrage à masque amont .....	7
<b>Figure 1.11:</b> Vue générale d'un barrage en terre.....	10
<b>Figure 1.12 :</b> Types de drainage des digues en terre (Benkaci, 2014).....	11
<b>Figure 1.13:</b> Mécanisme de glissement plan.....	13
<b>Figure 1.14:</b> Exemple d'un glissement plan, Ténès, Algérie.....	13
<b>Figure 1.15:</b> glissement rotationnel simple.....	13
<b>Figure 1.16 :</b> Exemple sur RN 11, Damous, Algérie .....	13
<b>Fig 1.17 :</b> Formation de la vase au fond de barrage .....	14
<b>Fig 1.18 :</b> Envasement du barrage de BAKHADDA (TIARET).....	14
<b>Figure 1.19 :</b> Crue du 9 septembre2002.....	15
<b>Figure 1.20:</b> Barrage du Vajont après le mouvement de Terrain du 9octobre 1963.....	15
<b>Figure 1.21:</b> Définition du risque par comparaison de l'aléa et de la vulnérabilité.....	16
<b>Figure 1.22:</b> Historique des ruptures de barrages.....	18
<b>Figure 1.23:</b> Rupture par renard.....	19
<b>Figure 1.24:</b> Concept global de l'organisation de la surveillance et de l'entretien.....	21
<b>Figure2.1 :</b> Barrage Souk-Tlatha (Tizi-Ouzou).....	25
<b>Figure 2.2 :</b> Situation géographique du barrage Souk-Tlatha.....	26
<b>Figure 2.3:</b> Barrages homogènes avec différents dispositifs de drainage (Lewis, 2002).....	27
<b>Figure 2.4 :</b> stabilité d un talus.....	28
<b>Figure 2.5:</b> Surface de rupture les plus critiques en fonction du type de barrage en terre.....	30
<b>Figure 2.6:</b> Glissement du parement amont sous l'effet de vidange rapide.....	30
<b>Figure 2.7:</b> Rupture circulaire d'une pente (Krishna.P, 2006).....	31
<b>Figure2.8 :</b> Forces agissantes sur le massif de sol.....	32
<b>Figure 2.9:</b> Illustration de la méthode des tranches (N.Sivakugan et al, 2010).....	33
<b>Figure2.10:</b> Polygone des forces a) méthode de Fellenius, b) méthode de Bishop simplifiée.....	34
<b>Figure3. 1 :</b> plan de fonctionnement du Talren v4.....	38
<b>Figure 3.2 :</b> Interface du logiciel Talren.....	39
<b>Figure 3.3 :</b> boîte de dialogue pour l'enregistrement du projet.....	39
<b>Figure 3.4:</b> Description générale du projet.....	40
<b>Figure 3.5 :</b> Boîte de dialogue pondération/sécurité partielles.....	40
<b>Figure 3.6 :</b> La barre de boutons contextuelle "Données". [manuel talren4].....	40
<b>Figure 3. 7 :</b> boîte de dialogue Géométrie.....	41
<b>Figure 3.8 :</b> la géométrie du barrage Souk N'tlatha avec talren v4.....	42

## Liste des figures

---

<b>Figure 3.9:</b> Caractéristiques des sols.....	42
<b>Figures 3.10:</b> schéma du barrage Souk-Tlatha.....	43
<b>Figure 3.11:</b> Définition des surcharges.....	43
<b>Figure 3.12 :</b> Conditions hydrauliques.....	44
<b>Figure 3.13 :</b> Définition des points formant (Nappe phréatique, fond de nappe, nappe extérieure).....	44
<b>Figure 3.14:</b> Définition de la situation sélectionnée.....	45
<b>Figure 3.15 :</b> vérification de la stabilité du barrage(Méthode de Bishop).....	45
<b>Figure 3.16:</b> Vérification de la stabilité du barrage(Méthode de Fellinius).....	46
<b>Figure 3.17 :</b> Vérification de la stabilité du barrage en service (Méthode de Fellinius).....	46
<b>Figure 3.18:</b> Vérification de la stabilité du barrage en service (Méthode de Bishop).....	47
<b>Figure 4.1 :</b> Diagramme de fréquence d'un événement donné et fonctions de densité de probabilité [Lemaire2005].....	51
<b>Figure4.2:</b> Domaine de défaillance, état limite et domaine de sécurité.....	53
<b>Figure 4.3 :</b> Organigramme du calcul de la probabilité de défaillance en utilisant la méthode des simulations de Monte Carlo.....	54
<b>Figure 4.4 :</b> Organigramme de calcul de la probabilité de défaillance du barrage.....	56
<b>Figure 5.1:</b> Echantillon représentant la variabilité de l'angle de frottement des alluvions constituant la digue.....	60
<b>Figure 5.2 :</b> Echantillon représentant la variabilité de l'angle de frottement des grès à sable constituant la digue.....	60
<b>Figure 5.3 :</b> Echantillon représentant la variabilité de l'angle de frottement des grès à gravier constituant la digue.....	61
<b>Figure 5.4 :</b> Evolution du coefficient de sécurité en fonction de la cohésion de l'argile du noyau.....	62
<b>Figure5.5 :</b> Valeurs des Facteurs de sécurité avec les valeurs moyenne, minimale, maximale de la cohésion.....	63
<b>Figure5.6 :</b> Valeurs des Facteurs de sécurité avec les valeurs minimale, maximale de la cohésion.....	63
<b>Figure5.7:</b> Evolution du coefficient de sécurité en fonction de l'angle de frottement des alluvions.....	64
<b>Figure 5.7.a:</b> Valeurs des Facteurs de sécurité (Valeur minimale de Phi des alluvions).....	64
<b>Figure5.7.b :</b> Valeurs des Facteurs de sécurité (Valeur maximale de Phi des alluvions).....	65
<b>Figure5.8 :</b> Evolution du coefficient de sécurité en fonction de l'angle de frottement de l'argile constituant le noyau.....	66
<b>Figure 5.8.a:</b> Valeurs des Facteurs de sécurité (Valeur minimale de Phi de l'argile).....	66
<b>Figure5.8.b :</b> Valeurs des Facteurs de sécurité (Valeur maximale de Phi de l'argile).....	67
<b>Figure5.9 :</b> Evolution du coefficient de sécurité en fonction de l'angle de frottement des grès à sable de la digue.....	68
<b>Figure 5.9.a:</b> Valeurs des Facteurs de sécurité (Valeur maximale de Phi des grès à sable).....	68
<b>Figure 5.9.b:</b> Valeurs des Facteurs de sécurité (Valeur maximale de Phi des grès à sable). ....	69

## Liste des figures

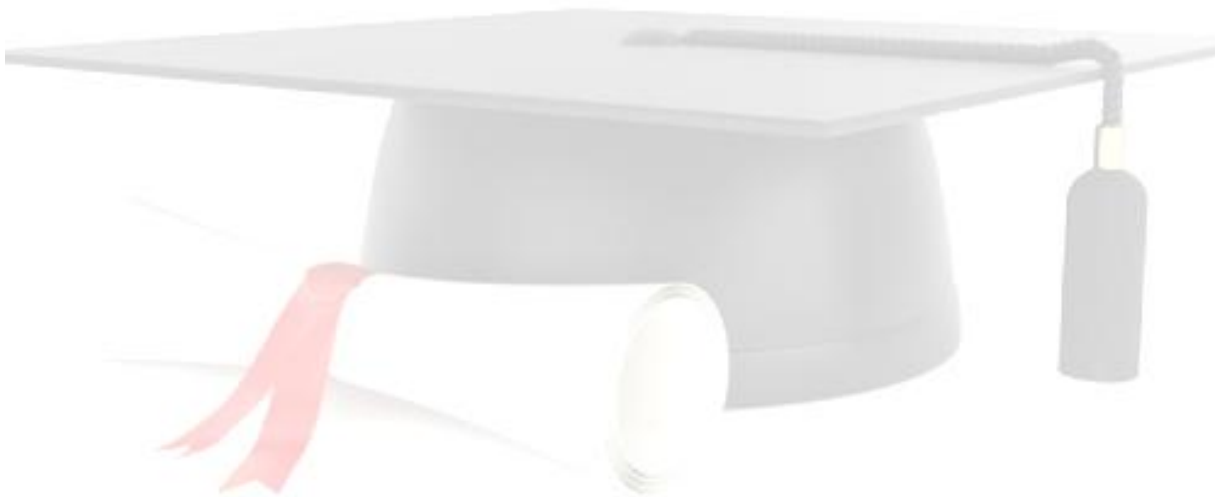
---

<b>Figure 5.10</b> : Evolution du coefficient de sécurité en fonction de l'angle de frottement des grès à gravier de la digue.....	70
<b>Figure 5.10.a</b> : Valeurs des Facteurs de sécurité (Valeur minimale de Phi des grès à gravier).....	70
<b>Figure 5.10.b</b> : Valeurs des Facteurs de sécurité (Valeur maximale de Phi des grès à gravier).....	71
<b>Figure 5.11</b> : Evolution du coefficient de sécurité en fonction de l'angle de frottement des grès à gravier de la digue.....	71
<b>Figure 5.11.a</b> : Valeurs des Facteurs de sécurité (Valeurs minimale et maximale de Phi de filtre).....	72
<b>Figure 5.12</b> : Evolution du coefficient de sécurité en fonction de l'angle de frottement des grès à gravier de la digue.....	73
<b>Figure 5.12.a</b> : Valeurs des Facteurs de sécurité (Valeur minimale de drainage).....	73
<b>Figure 5.13</b> : Comparaison de l'évolution du coefficient de sécurité en fonction de la valeur minimale de chaque paramètre.....	74
<b>Figure 5.14</b> : Comparaison de l'évolution du coefficient de sécurité en fonction de la valeur maximale de chaque paramètre.....	74
<b>Figure 5.15</b> : Comparaison de l'évolution du coefficient de sécurité en fonction de la valeur maximale de chaque paramètre.....	76
<b>Figure 5.16.a</b> : Valeurs des Facteurs de sécurité (Valeur minimale des alluvions, grès à sable et gravier).....	77
<b>Figure 5.16.b</b> : Valeurs des Facteurs de sécurité (Valeur maximale de Phi des alluvions, grès à sable et à gravier).....	77
<b>Figure 5.17</b> : Programme de formule de Fellinius sur Matlab.....	78
<b>Figure 5.18</b> : Programme de formule de Bishop sur Matlab.....	78
<b>Figure 5.19</b> : Probabilité de défaillance.....	79
<b>Figure 5.20</b> : Résultat de la simulation probabiliste.....	79

## Liste des tableaux

---

<b>Tableau 1.1</b> : Valeurs des pentes des talus selon le type du Barrage.....	10
<b>Tableau 1.2</b> : Récapitulation des dimensions du barrage Souk-Tlatha.....	12
<b>Tableau 1.3</b> : Grille simple d'analyse du risque.....	16
<b>Tableau 2.1</b> : les valeurs de (Fs) en fonction de l'importance de l'ouvrage.....	29
<b>Tableau3.1</b> : Résultats détaillés par tranches (Surface Circulaire).....	47
<b>Tableau 4.1</b> : Principales lois de distribution (Selon Schneider, 1997).....	52
<b>Tableau5.1</b> : domaine de variation des paramètres du sol.....	61
<b>Tableau 5.2</b> : domaine de variation des paramètres du sol.....	61
<b>Tableau 5.3</b> : Variation relative en % du coefficient de sécurité.....	75
<b>Tableau5.4</b> : domaine de variation des paramètres du sol.....	75
<b>Tableau5.5</b> : Variation relative en % du coefficient de sécurité.....	76
<b>Tableau 5.6</b> : domaine de variation des paramètres du sol.....	79
<b>Tableau 5.7</b> : la probabilité de défaillance pour les valeurs moyenne des paramètres... ..	80



# Sommaire

---

## Introduction générale

### Chapitre 1 : Etat de l'art sur les risques des barrages en terre

Introduction.....	2
1.1. Généralités sur les barrages.....	2
1.1.1. Définition .....	2
1.1.2. L'évolution et l'avenir des barrages.....	3
1.1.3. Types de barrages en terre .....	4
1.1.3.1. Barrages en terre homogène.....	4
1.1.3.2. Barrages en terre à noyau étanche .....	5
➤ Barrage à noyau central .....	5
➤ Barrage à noyau incliné .....	6
➤ Barrage à diaphragme .....	6
1.1.3.3. Barrage en terre à masque amont .....	7
➤ Avantages.....	7
➤ Inconvénients .....	7
1.1.4. Profil Général des barrages en terre .....	8
➤ Hauteur du barrage .....	8
➤ Niveau Normal de Retenue (NNR).....	8
➤ Niveau des plus hautes eaux (NPHE)	
➤ Revanche (Rv).....	8
a. Formule de Stevenson pour $F < 18$ km .....	8
b. Formule de MALLET et PAQUANT .....	9
c. Formule de l'U.S.B.R.....	9
➤ Largeur en crête du barrage.....	9
a) Formule de KNAPPEN .....	9
b) Formule de PREECE.....	9
➤ Pente des talus .....	9
➤ Drains et filtres .....	11
1.2. Analyse de risque des barrages en terre.....	12
1.2.1. Notion de risque.....	12
1.2.2 Les risques et les barrages.....	12
➤ Le glissement .....	13
➤ Cause des glissements de terrain .....	14
➤ L'envasement.....	14
➤ Tassement .....	14
L'aléa et vulnérabilité.....	14
1.2.3.L'aléa et vulnérabilité.....	14
1.2.4. Croisement aléa et vulnérabilité .....	16
1.2.5. Méthodes d'analyse du risque .....	16
❖ Approche qualitative .....	16

# Sommaire

---

❖ Approche quantitative .....	16
❖ Approche semi-quantitative.....	17
1.2.6. Rupture du barrage .....	18
1.2.7. Causes de rupture .....	18
❖ Causes techniques .....	18
❖ Causes naturelles .....	18
❖ Causes humaines .....	18
1.2.8. Type de rupture .....	18
1.2.9. Obligation d'une carte du risque .....	19
1.2.10. Maitrise du risque .....	20
❖ Information et plan d'alerte .....	20
❖ La surveillance du barrage.....	20
a. Inspection visuelle .....	20
b. Auscultation .....	20
c. Essais périodiques .....	20
❖ Sécurité des populations.....	20
❖ Information et plan d'alerte .....	21
1.11. Protection des ouvrages hydrauliques Algérien .....	21
Conclusion.....	23

## Chapitre 2: Etude de stabilité du barrage Souk-Tlatha

Introduction .....	25
2.1. Présentation Générale du projet.....	25
2.1.1. Type du barrage.....	25
2.1.2. Localisation du barrage.....	25
2.1.3. Situation géographique du site.....	25
2.1.4. Destination du barrage.....	26
2.2. Incidence de l'eau sur la stabilité.....	26
2.3. Etude de stabilité.....	27
2.3.1. Stabilité des talus.....	27
2.3.2. Notion de coefficient de sécurité.....	28
2.3.3. Choix de facteurs de sécurité.....	28
2.3.4. Conditions d'analyse.....	29
2.3.4.1. Fin de construction.....	29
2.3.4.2. Période d'exploitation (barrage plein).....	29
2.3.4.3. Vidange rapide.....	30
2.3.5. Différentes méthodes de calcul.....	30
2.3.5.1. Méthode globale.....	31
2.3.5.2. Méthodes des tranches.....	32
2.3.5.3. Méthode de Fellenius.....	34
2.3.5.4. Méthode de Bishop.....	34

# Sommaire

---

Conclusion.....	36
-----------------	----

## Chapitre 3 : Modélisation du barrage avec logiciel TalrenV4

Introduction	
3.1. Présentation du logiciel.....	38
3.2. Etapes de modélisation .....	39
3.3. Resultats de la modélisation.....	45
3.3.1. Vérification du talus aval juste après la fin de la construction.....	45
3.3.2. Vérification de la stabilité du barrage en service; Niveau de la retenue normal (NRN=122m).....	46
Conclusion.....	48

## Chapitre 4 : Analyse fiabiliste de la stabilité du barrage

Introduction.....	50
4.1. Approche Fiabiliste.....	50
4.2. Démarche d'une analyse fiabiliste.....	50
4.3. Variables aléatoires et loi de probabilité.....	50
4.3.1. Principales caractéristiques des variables aléatoires.....	51
4.3.2. Lois de distribution.....	51
4.4. Critère de défaillance et fonction d'état limite.....	52
4.4.1. Probabilité de défaillance.....	53
4.5. Méthode de Monte Carlo.....	53
4.6. Définition de la simulation probabiliste.....	54
4.6.1. Présentation du logiciel Matlab.....	55
4.6.2. Estimation de la probabilité de défaillance.....	55
4.6.3. Génération de nombres aléatoires.....	55
4.6.4. Choix des variables aléatoires.....	56
Conclusion.....	57

## Chapitre 5 : Résultats de l'analyse Fiabiliste

Introduction.....	59
5.1. Tableau de variation des différents paramètres du barrage.....	59
5.2. Analyse semi probabiliste de la stabilité du barrage.....	62
5.2.1. Facteurs de sécurité obtenus avec les valeurs moyenne (cas de référence).....	62
5.2.2. Effet de la cohésion de l'argile constituant le noyau .....	62
5.2.3. Effet de l'angle de frottement des alluvions .....	64
5.2.4. Effet de l'angle de frottement de l'argile constituant le noyau.....	66
5.2.5. Effet de l'angle de frottement des grès à sable constituant la digue .....	67

# Sommaire

---

5.2.6. Effet de l'angle de frottement des grés à gravier constituant la digue .....	69
5.2.7. Effet de l'angle de frottement du matériau constituant le filtre de la digue.....	71
5.2.8. Effet de l'angle de frottement du matériau de drainage constituant la digue .....	72
5.2.9. Comparaison des effets de chaque paramètre .....	74
5.2.10. Analyse de l'effet de la combinaison des paramètres.....	75
5.3. Résultats de l'analyse fiabiliste de la stabilité du barrage.....	78
5.3.1. La simulation probabiliste .....	78
5.3.2 Estimation de la probabilité de défaillance .....	79
Conclusion.....	81

## **Conclusion Générale**

## INTRODUCTION GÉNÉRALE

Le cycle de la vie sur terre est inconcevable sans la présence de l'eau, car cette matière vitale joue un rôle primordial dans tous les phénomènes physiques et biologiques qui entourent l'être humain. Pour vivre et subsister, l'être humain a été et demeurera toujours un utilisateur de l'eau.

En Algérie, aujourd'hui, les concurrences s'aiguisent entre les différents utilisateurs de l'eau et partout l'accroissement de la demande en eau potable et industrielle. Ces problèmes de l'eau ne se sont imposés que durant ces dernières décennies en raison des besoins domestiques et publics, agricoles et industriels qui se sont accrus considérablement alors que le stock d'eau facilement prélevable était gravement dénaturé par les phénomènes de rareté.

C'est dans ce sens la que beaucoup d'efforts sont déployés depuis le début des années 90 par les autorités algériennes, puisqu'il a été décidé la mise en place d'une politique de réalisation d'ouvrage hydrotechnique tels que les barrages qui sont considérés dans le domaine du génie civil, comme étant des ouvrages d'arts hydrauliques occupant une place très particulière parmi les constructions, étant leur ampleur, la complexité de leur réalisation ainsi que le rôle qu'il peut entreprendre dans l'accroissement de l'économie du pays. Il existe 75 barrages en service et d'autres en construction ; ce qui fait une réserve de 12 milliards de m<sup>3</sup> d'eau à travers le territoire national.

Les problèmes de stabilité des pentes se rencontrent fréquemment dans la construction des digues des barrages en terre. Une rupture d'un talus peut être catastrophique et provoquer des pertes de vies humaines ainsi que des dégâts naturels considérables. C'est pour cette raison majeure que nous sommes proposés d'approcher un peu plus ce problème très épineux, et qui fait souvent l'objet d'études très poussées au niveau des centres de recherche spécialisés.

L'analyse de la stabilité des ouvrages géotechniques est effectuée à la base de calculs classiques par méthodes déterministes (approches déterministes), ou approches fiabilistes.

La méthode déterministe consiste à déterminer une valeur fixe, le facteur de sécurité global déterminé est basé sur les valeurs moyennes des paramètres de calcul. L'approche fiabiliste un nouveau concept basé une modélisation probabiliste, le risque est évalué sous forme de probabilité de défaillance. Cette approche s'appuie sur un modèle déterministe dans lequel les différentes sources d'incertitudes sont introduites sous formes des variables aléatoires.

Notre étude est consacrée au barrage Souk-Tlatha sur l'Oued Bougdoura dans la Wilaya de Tizi-Ouzou. Ce travail contient cinq chapitres, le premier chapitre est consacré à l'état de l'art des barrages en terre.

Le deuxième chapitre : nous présenterons notre projet et nous montrons l'étude théorique sur la stabilité du barrage Souk-Tlatha.

Dans le troisième chapitre nous ferons une analyse de la stabilité des talus par le logiciel Talren 04 (méthode de Bishop et Fellenus).

Le quatrième chapitre, concerne l'analyse probabiliste de la stabilité du barrage.

Le cinquième et le dernier chapitre, nous montrons les résultats et les interprétations de la modélisation et de l'analyse fiabiliste. Enfin, on a terminé avec une conclusion générale permettant de synthétiser les principaux résultats obtenus, et d'envisager une perspective future de recherche.



# **Chapitre 1**

## **Etat de l'art sur les risques des barrages en terre**

## Introduction

Les barrages furent construits afin de répondre aux besoins en approvisionnement en eau potable, pour l'irrigation, pour la production de l'énergie électrique, ainsi que pour d'autres besoins d'ordre secondaires (tourisme et loisirs...). Avec le développement de mode de vie, les besoins en eau se sont accentués et sont devenus plus importants. Ceci a incité les décideurs du domaine de l'eau de mobiliser une grande partie des ressources hydriques. L'essentiel de cette mobilisation a été assuré par le biais des barrages réservoirs.

Une analyse de risque des barrages peut être conduite à tous les stades du projet (conception, projet détaillé ...), de la construction et de l'exploitation du barrage. Il faut relever qu'au cours du temps, l'état de la structure, les impacts, les dangers auxquels elle est soumise et les critères d'évaluation des risques peuvent évoluer. Ceci peut conduire à une révision des programmes de contrôle et de surveillance établis ainsi qu'à la révision des analyses réalisés antérieurement.

Ce chapitre vise dans un premier temps à rappeler les notions et les définitions générales des différents types des barrages en terre selon les matériaux de construction, leur forme et leurs fonctions, les avantages et les inconvénients de chacun et dans un second temps nous allons parler sur les aléas et les risques des barrages.

### 1.1. Généralités sur les barrages

#### 1.1.1. Définition

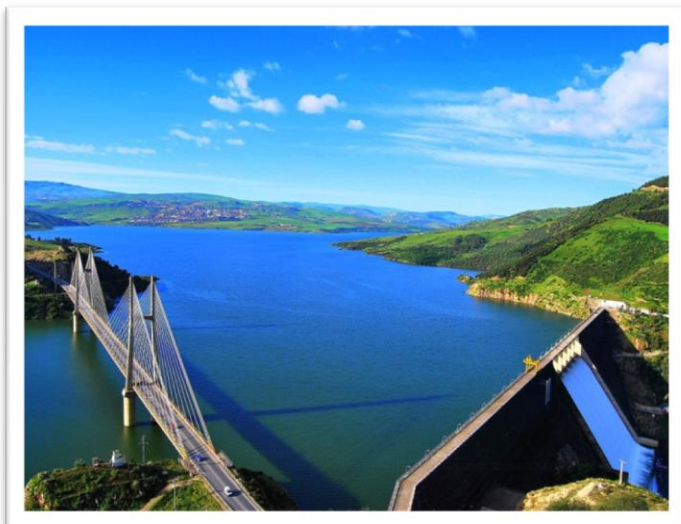
Un barrage est un ouvrage artificiel coupant le lit d'un cours d'eau et servant soit à assurer la régulation, soit à pourvoir à l'alimentation en eau des villes ou à l'irrigation des cultures, ou bien à produire de l'énergie [1].

Le barrage peut être souterrain : ouvrage souterrain construit en vue de retenir l'eau d'une nappe souterraine. Exemple : barrage de Naré au Burkina. Barrage de stériles : barrage construit avec les stériles miniers (résidus de terres des mines) en vue de stocker les résidus (liquides ou solides, souvent dangereux) de ces mines.

Le barrage répond à deux exigences principales :

- **L'étanchéité** : empêcher le passage de l'eau.
- **La stabilité** : résister à la poussée de l'eau.

En plus il doit pouvoir laisser passer les crues sans dommages (disposer d'un système d'évacuation des crues).



**Figure 1.1 :** Barrage Beni Haroune (Mila)



**Figure 1.2 :** Barrage Tichy-haf (Bejaïa)



**Figure 1.3 :** Barrage Erraguene (Djijel).



**Figure 1.4 :** Barrage Koudiat-Acerdoun (Bouira)

### 1.1.2. L'évolution et l'avenir des barrages

A travers le temps, l'homme a recherché de disposer des réserves d'eau non seulement pour assurer ses besoins vitaux et économiques, mais aussi pour se protéger contre les crues et l'érosion.

Vers la fin du XIX<sup>ème</sup> siècle, la force hydraulique est employée pour faire face aux besoins en énergie hydroélectrique. L'essor des grands barrages a donc été en phase avec le développement démographique des villes. Parallèlement, des travaux ont aussi été entrepris pour la régularisation des cours d'eau, l'alimentation des canaux et l'atténuation des étiages. Les premiers barrages importants sont réalisés avec les premières civilisations de l'Antiquité, en particulier dans la vallée du Nil, en Mésopotamie, en Chine et en Asie du Sud.

De nombreux barrages en remblai ont été réalisés aux USA dès le milieu du XIX<sup>ème</sup> siècle. Plusieurs d'entre eux ont été détruits par submersion lors de crue.

La réalisation de nouveaux barrages et retenues collinaires à travers le territoire de l'Algérie est retenue dans le cadre du programme du secteur de l'hydraulique au titre de la période quinquennale 2010-2014.

Pour ce faire, des études sont prévues afin de déterminer la faisabilité de plus d'une quarantaine des petits barrages et retenues collinaires dans l'objectif évident de combler le déficit enregistré en ce qui concerne l'irrigation agricole et l'alimentation en eau potable des populations. Le manque d'expérience dans de telles études a engendré un investissement colossal dans les travaux de conception. Pour remédier à cette situation, les bureaux d'études algériens ont développé leur propre méthodologie d'étude. Contrairement aux grands barrages, les petits barrages et retenues collinaires ont été considérés différemment vu leurs particularités. La consistance des études a été sensiblement modifiée avec comme résultat des délais de réalisation qui sont passés de 12 à 6 mois se répercutant aussi sur le coût global, qui est passé de 2 500 000 à 1 200 000 DA, sans pour autant affecter la qualité et la fiabilité de l'étude. Cette réduction a été obtenue grâce à la normalisation de certaines études et à la rationalisation des tâches, comme l'étude hydrologique, les reconnaissances géologiques et géotechniques (sondages, fouilles, essais en laboratoire), le dimensionnement hydraulique des ouvrages, le calcul de génie civil des ouvrages en béton armé et les pièces dessinées [2].

Dans le futur, les barrages continueront à jouer notamment un rôle essentiel pour l'alimentation en eau potable, la mise à disposition d'eau pour l'irrigation et l'énergie hydraulique. En outre, il ne faut pas omettre la protection contre les crues.

### 1.1.3. Types de barrages en terre

Comme tous les barrages, ils doivent pouvoir garantir la reprise de la pression hydrostatique (corps d'appui) et être construit avec un matériau suffisamment étanche, sinon être munis d'un élément étanche intérieur (noyau, membrane centrale) ou extérieur (masque, géo membrane). Selon le mode de construction et le système d'étanchéité, on parle de :

#### 1.1.3.1. Barrages en terre homogène

Ils sont totalement construits avec un seul matériau compacté qui est le plus souvent argileux remplissant simultanément les deux fonctions d'écran et de masse. Ce matériau doit présenter des caractéristiques permettant de garantir une étanchéité suffisante et une stabilité du remblai.

Leur simplicité a permis de développer une technique de réalisation bien maîtrisée tout en assurant une grande sécurité, néanmoins ce type de barrage est surtout adopté pour la réalisation de retenue collinaires et de petits barrages.

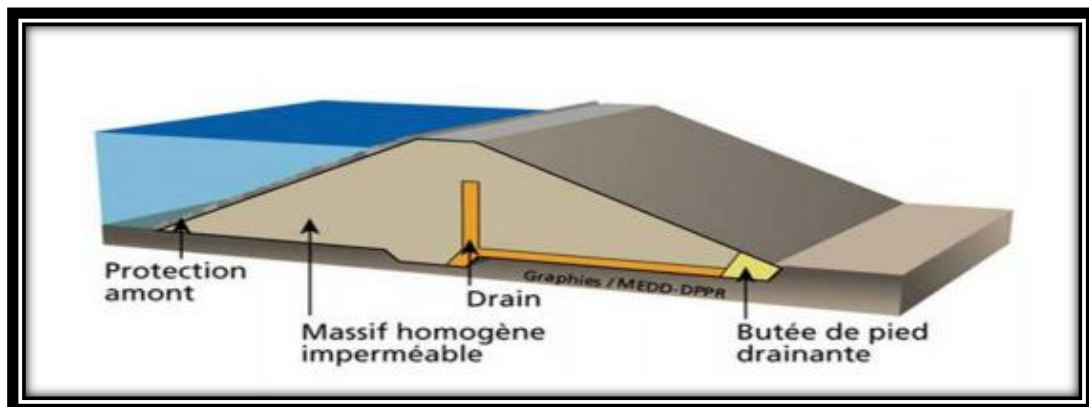


Figure 1.5 : Profil du barrage homogène

**1.1.3.2. Barrages en terre à noyau étanche**

Ils sont constitués de plusieurs types de matériaux assurant des fonctions d'étanchéité ou de stabilité générale (étanchéité interne: noyau vertical ou incliné, noyau bitumineux ou paroi moulée).

Ce type de barrages présente toutefois l'inconvénient d'une mise en œuvre plus compliquée et onéreuse surtout si la vallée est étroite et où le travail mécanisé devient plus compliqué. Un autre inconvénient, est la nécessité de séparer par des filtres de transition les différentes zones.

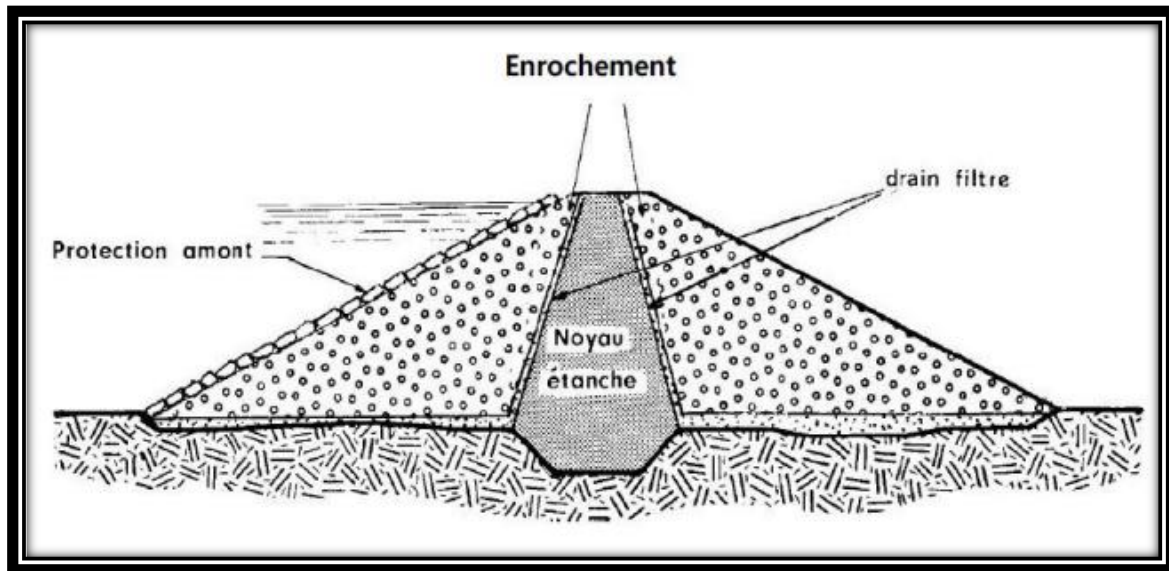


Figure 1.6 : Barrage mixte

➤ **Barrage à noyau central**

Dont le profil est présenté par la **figure (1.7)** ; Le noyau est constitué d'un sol imperméable ou peu perméable pour assurer l'étanchéité par contre la stabilité du massif sera assurée par des zones perméables appelées **recharges**. [3]

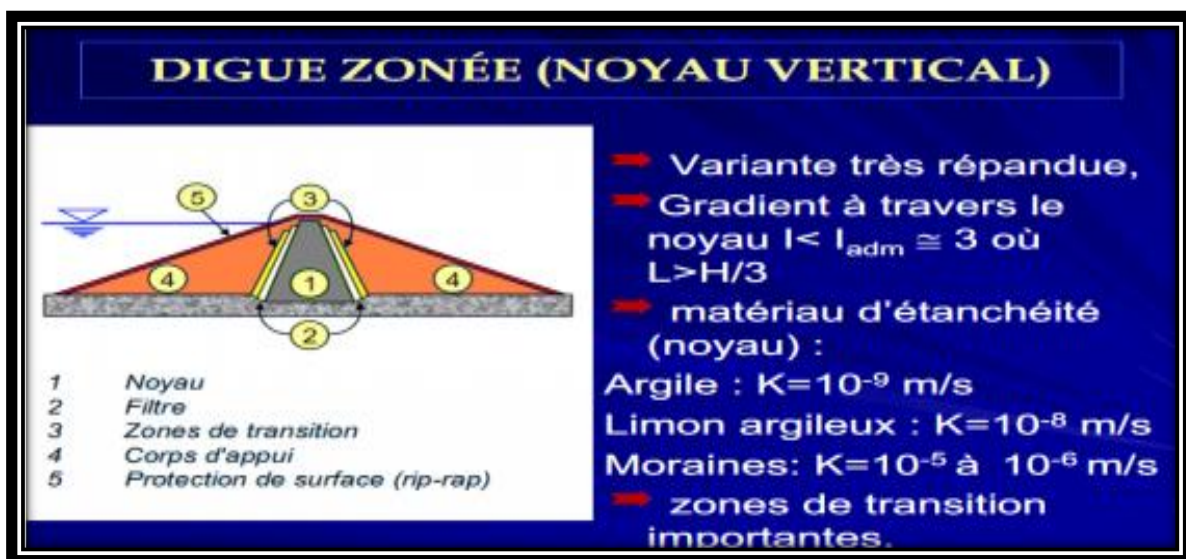


Figure 1.7 : barrage à noyau central (Benkaci, 2014)

➤ Barrage à noyau incliné

Les surfaces potentielles de glissement traversent le noyau et la pente du parement amont est donc plus douce pour garantir la stabilité. La masse du corps d'appuis aval augmente également ce qui représente un certain avantage pour le barrage.

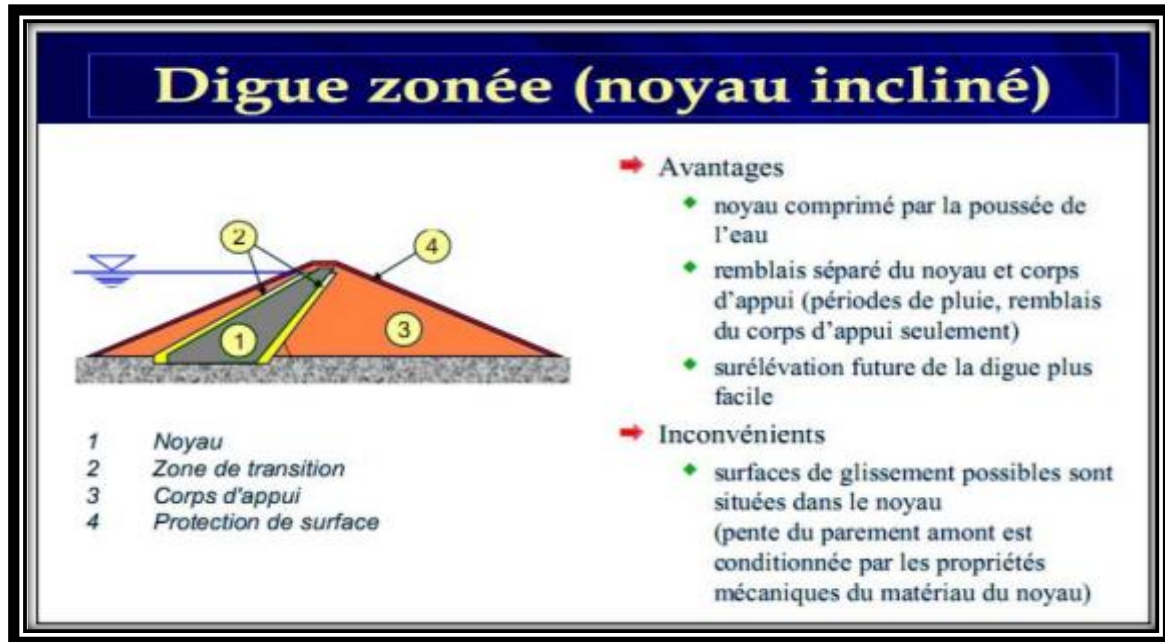


Figure 1.8: Barrage à noyau incliné.

➤ Barrage à diaphragme

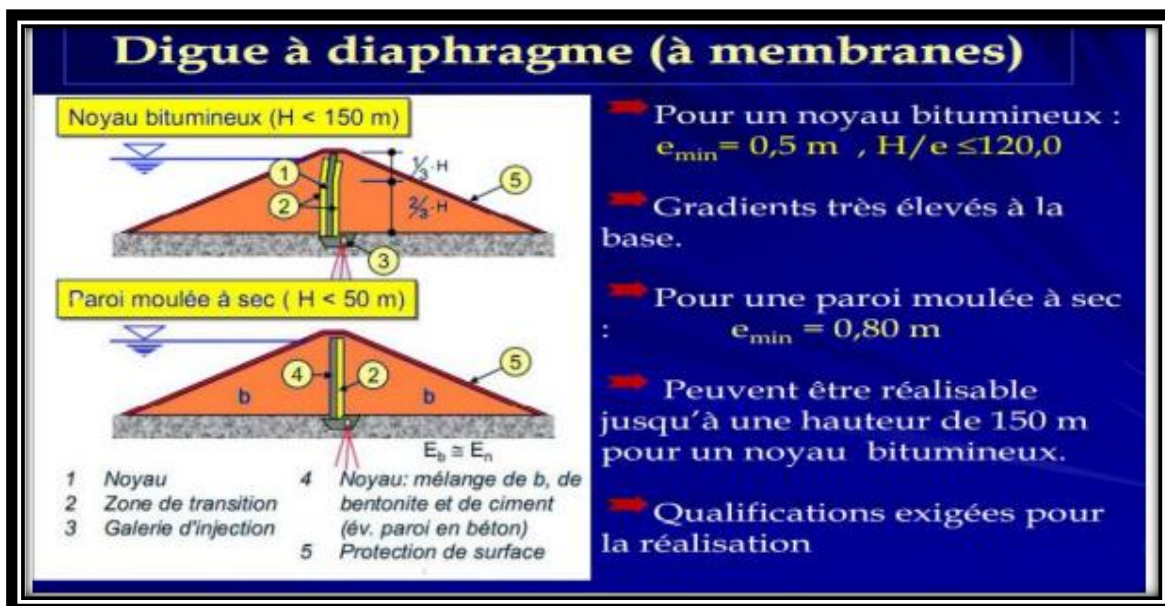


Figure 1.9 : Digue à diaphragme (Benkaci, 2014)

### 1.1.3.3. Barrage en terre à masque amont

Les barrages en terre à masque amont sont des remblais perméables avec un écran imperméable appelé masque placé sur le parement amont. Le corps du barrage est construit avec un matériau quelconque pour autant qu'il soit peu déformable et pouvant assurer la stabilité au glissement de l'ensemble de l'ouvrage. Le masque qui assure l'étanchéité peut être en béton, en produits bitumineux ou en géo-membrane. La présence de ce masque sur le parement amont présente un double avantage de pouvoir faire des réparations en cas de dégradation du masque et de permettre de faire des vidanges rapides sans risque de glissements.

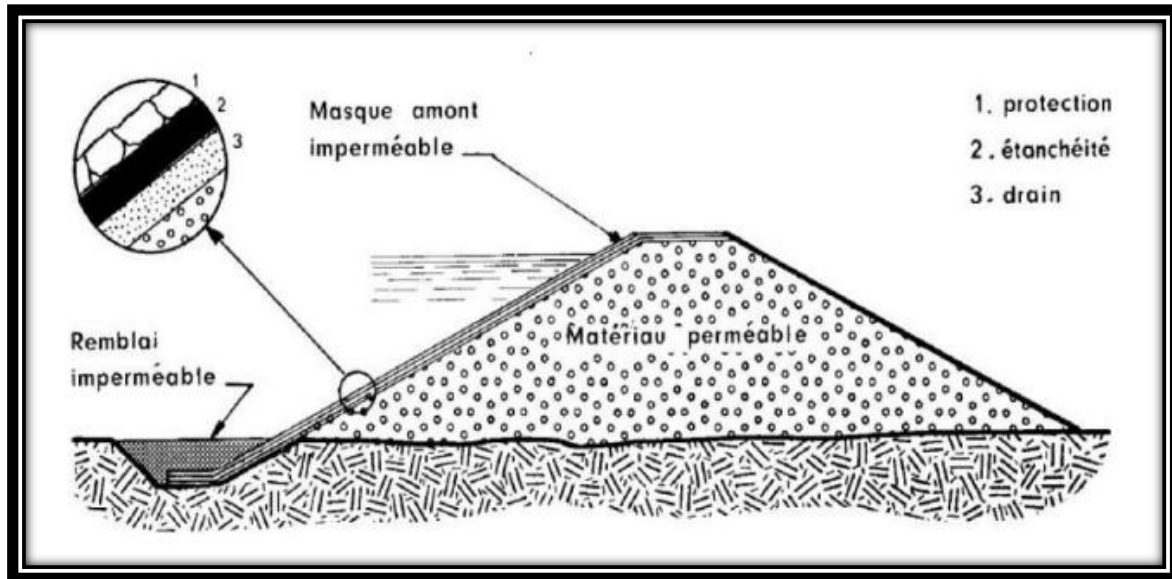


Figure 1.10 : Barrage à masque amont

#### ➤ Avantages

- Utilisation des matériaux locaux pour la construction du barrage.
- Ils s'adaptent à peu près à n'importe quelle fondation.
- Structure très peu sensible aux tassements et au séisme.
- Contraintes très faibles sur le sol de fondation.
- Excavations limitées.

#### ➤ Inconvénients

- Impossibilité de conduire le débit de crue à travers l'ouvrage.
- Gradient hydraulique important sous la fondation de la plinthe. (cas barrage en masque)
- Disponibilité de matériau argileux en grande quantité à proximité du site. (à noyau)
- Mise en place du noyau argileux impossible lors de conditions météorologiques défavorables. (à noyau).

### 1.1.4. Profil Général des barrages en terre

#### ➤ Hauteur du barrage

La hauteur totale d'un barrage est égale à la hauteur normale de la retenue des eaux, majorée de la charge maximale au-dessus du seuil du déversoir et de la revanche.

Hauteur du barrage donnée par la relation suivante :

$$H_B = H_{NNR} + H_{dév} + R_v$$

#### ➤ Niveau Normal de Retenue (NNR)

La hauteur normale de la retenue est calculée compte tenu du volume à stoker, de la tranche morte prévue au fond pour les dépôts et de la tranche correspondant aux pertes par évaporation et par infiltration.

#### ➤ Niveau des plus hautes eaux (NPHE)

C'est la hauteur normale de retenue majorée de la charge sur le déversoir de crue déjà déterminée ( $h = 2,7m$ ).

$$NPHE = NNR + h$$

#### ➤ Revanche (Rv)

C'est une tranche comprise entre la côte des plus hautes eaux et la crête du barrage.

La détermination de la revanche doit tenir compte d'une combinaison raisonnable des différents effets suivants :

- Le dysfonctionnement des organes de décharge mobiles.
- La hauteur maximale des vagues provoquées par le vent extrême considéré.
- Le déferlement des vagues à la surface du parement amont.
- Le supplément de sécurité (en cas d'avalanches, tremblements de terre, rupture des glaciers)

Selon l'étude effectuée, plusieurs formules sont utilisées, les plus employées sont :

#### a. Formule de Stevenson pour $F < 18$ km

$$h_v = 0,75 + 0,34F^{1/2} - 0,26F^{1/4}$$

$$V = 1,5 + 0,66\sqrt{h_v}$$

$$R_v = 0,75h_v + \frac{V^2}{2g}$$

Où :

$h_v$ : hauteur des vagues en (m).

V: La vitesse de propagation des ondes (km/h).

F: Longueur du plan d'eau « fetch » en (km).

g : L'accélération du pesanteur (9.81 m/s<sup>2</sup>).

**b. Formule de MALLET et PAQUANT**

$$hv = 0,5 + \frac{\sqrt{F}}{3}$$

$$V = 1,5 + 0,66hv$$

$$Rv = hv + \frac{V^2}{2g}$$

**c. Formule de l'U.S.B.R**

$$hv = 0,75 + 0,34F^{1/2} - 0,26 F^{1/4}$$

$$V = 1,5 + 2hv$$

$$Rv = 0,75hv + \frac{V^2}{2g}$$

**➤ Largeur en crête du barrage**

Elle doit permettre la circulation des engins pour l'achèvement de l'ouvrage et son entretien par la suite, pratiquement cette largeur ne doit jamais être inférieure à 3m.

**a) Formule de KNAPPEN**

$$b = 1,65 \times \sqrt{Hb}$$

**b) Formule de PREECE**

$$b = 1,10 \sqrt{Hb} + 1$$

Avec :

B : exprimée en (m) et  $H_B$  étant la hauteur du barrage en (m).

**➤ Pente des talus**

L'inclinaison des talus est exprimée par les termes "pente" ou "fruit". Elle est fixée par les conditions de stabilité mécanique du massif et de sa fondation, dépend de la structure du barrage et de la nature des matériaux.

En général, on se donne, une pente à priori satisfaisante et on vérifie ensuite grâce à une étude de stabilité que la sécurité est assurée.

Le tableau 1 donne quelques valeurs qui doivent être confirmées par une étude de stabilité. Ces valeurs sont exprimées aussi par un angle d'inclinaison  $\beta$ , qui représente l'un des principaux paramètres étudiés dans le présent travail.

Hauteur du Barrage en (m)	Type du Barrage	Pente du talus	
		En amont	En aval
Inférieur à 5	- Homogène	1/2.5	1/2
	- A zone	1/2	1/2
5 à 10	- Homogène, granularité étendue	1/2.5	1/2
	- Homogène à forte pourcentage d'argile	1/2	1/2
	- A zone	1/2.5	1/2.5
10 à 20	- Homogène, granularité étendue	1/2.5	1/2.5
	- Homogène à forte pourcentage d'argile	1/3	1/2.5
	- A zone	1/2	1/3
>20	- Homogène, granularité étendue	1/3	1/2.5
	- Homogène à forte pourcentage d'argile	1/3	1/2
	- A zone	1/3.5	1/2.5

Source : (Belokonev, 1981)

Tableau 1.1 : Valeurs des pentes des talus selon le type du Barrage.

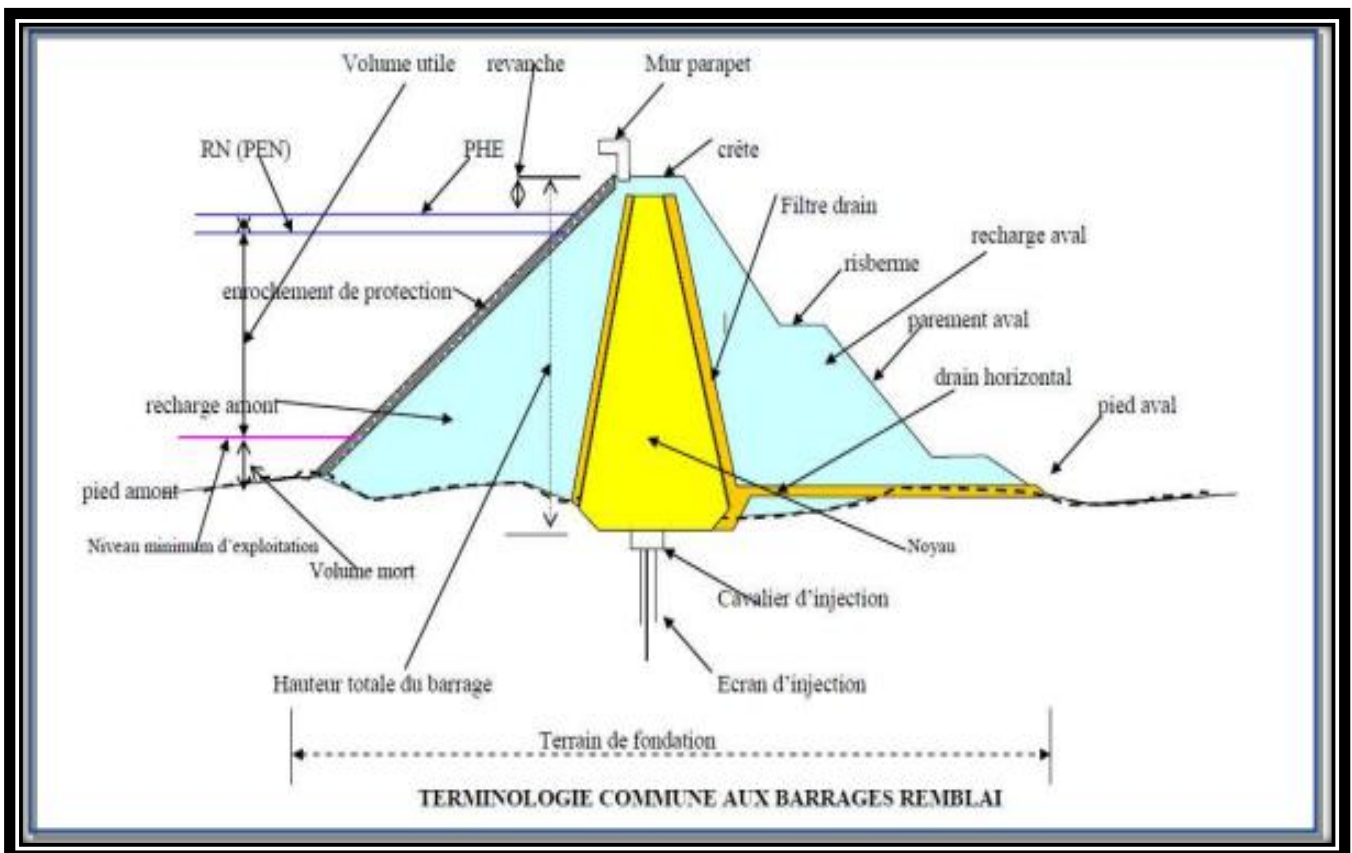


Figure 1.11: Vue générale d'un barrage en terre.

### ➤ Drains et filtres

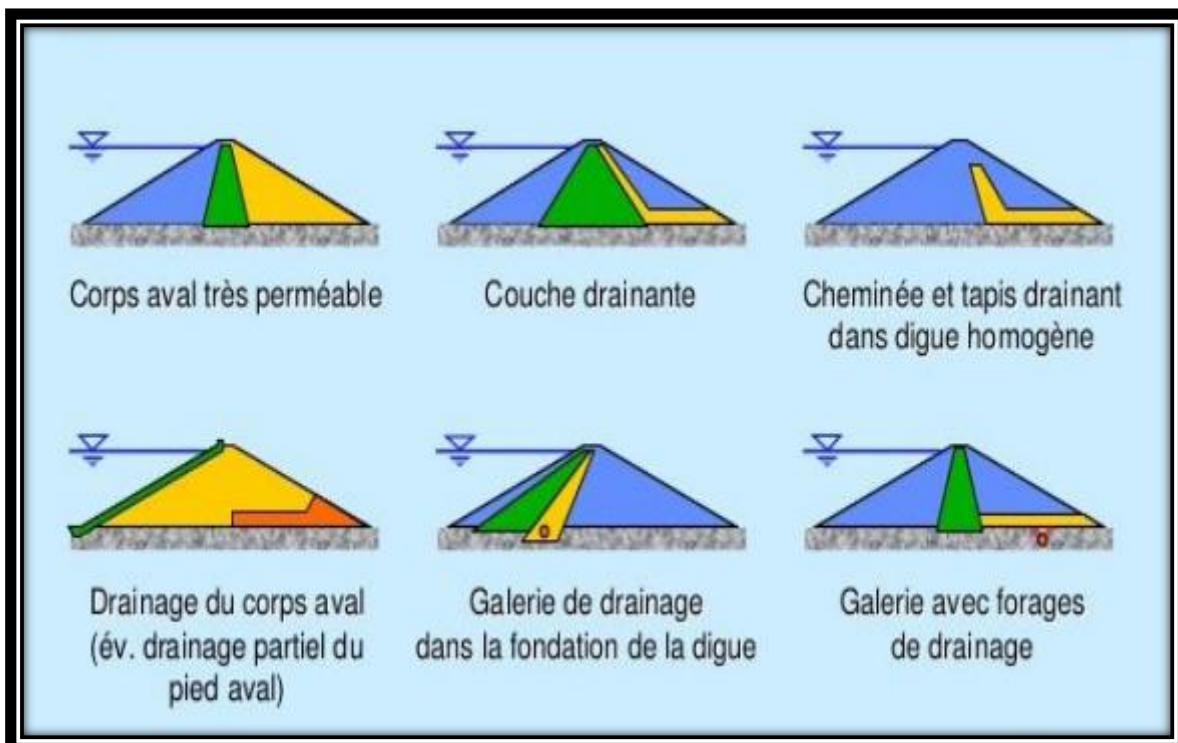
Progressivement dans le massif même du barrage et dans ses fondations, bien que le choix des matériaux de construction et de l'implantation de l'ouvrage aient été fait de manière à limiter les débits d'infiltration.

- **Drain** : est un organe qui évacue les eaux prévenant d'une infiltration à travers un massif ou d'un ressuyage. Il est constitué, soit de graviers perméables, soit d'éléments de tuyaux en béton poreux ou en plastique perforé également entourés d'une couche de gravier.
- **Filtre** : est un organe destiné à bloquer la migration des particules fines éventuellement entraînées par la circulation de l'eau dans un massif. Il est constitué des couches successives des matériaux perméables, de granulométries de plus en plus fines assurant la transition entre le drain et les éléments fins des terres drainées.

La capacité des drains doit être suffisante pour leur permettre d'absorber les débits provenant non seulement de la percolation normale à travers le noyau et la fondation, mais aussi les fuites accidentelles pouvant provenir d'une fissuration du noyau (créée par fracturation hydraulique ou tassement différentiel), ou d'un collage imparfait entre le noyau et sa fondation ou tout autre organe.

Le choix du type de drain dépend de plusieurs facteurs tels que :

- La hauteur du barrage.
- La perméabilité de la fondation.
- La disponibilité du matériau.
- Le coût du matériau.



**Figure 1.12** : Types de drainage des digues en terre (Benkaci, 2014)

Type du barrage	zoné
Hauteur du barrage	95m
Niveau normal de retenue (NNR)	122m
Niveau normal de plus hautes eaux (NPHE)	125m
niveau de la crête	130,7m
Revanche	5m
Longueur en crête du barrage	151m
Largeur en crête du barrage	10m
Largeur en crête du noyau	8m
Largeur à la base du noyau	54,35m
Hauteur du noyau	92,7m
Angle d'inclinaison du noyau	14,3°

**Tableau 1.2:** Récapitulation des dimensions du barrage Souk-Tlatha

## 1.2. Analyse de risque des barrages en terre

### 1.2.1. Notion de risque

Le risque est la mesure de la probabilité de survenance et de la gravité d'un événement négatif pour la vie humaine, les biens, l'environnement. Il est évalué selon la prévision mathématique des conséquences de la réalisation de l'évènement négatif.

Le risque est une mesure d'un danger associant une mesure de l'occurrence d'un événement indésirable et une mesure de ses effets ou conséquences. [4]

Le risque est parallèlement lié aux conséquences de l'évènement. Celles-ci sont évidemment multiples. Elles se décrivent d'abord en termes de vies humaines, mais aussi en termes économique (y compris les pertes d'exploitation), social, environnemental...

L'objectif est alors de définir des priorités d'intervention, en vue de diminuer la probabilité d'occurrence d'évènements indésirables.

### 1.2.2 Les risques et les barrages

Quel que soit le type des actions ou des sollicitations sur un barrage, elles menacent son sécurité et son stabilité et par la suite on aura un grand risque, [5]. On cite ici :

- Le phénomène de renard au niveau du contact fondations-barrage ou fondation-ouvrages annexes.
- Glissement des talus du barrage.
- Liquéfaction du remblai par un séisme.
- Risque de tassement.

➤ **Le glissement**

Les glissements de terrain se produisent dans des circonstances très variées. Ils affectent des ouvrages construits par l'homme (déblai ou remblai) ou des pentes naturelles ; ils se produisent généralement lentement et dans certain cas, ils peuvent se produire brutalement. Il est caractérisé par la formation d'une surface de rupture le long de laquelle se produisent les déplacements, il se produit lorsque les contraintes de cisaillement dues aux forces motrices, excèdent la résistance du sol le long de la surface de rupture. Les facteurs déclenchant sont :

- Les modifications du régime hydraulique (saturation du matériau, augmentation de la pression interstitielle, etc....)
- Les terrassements.
- L'érosion naturelle (ruissellements, érosions de berges).
- Les accélérations produites par des séismes. [6]

On observe des glissements de formes variées, notamment :

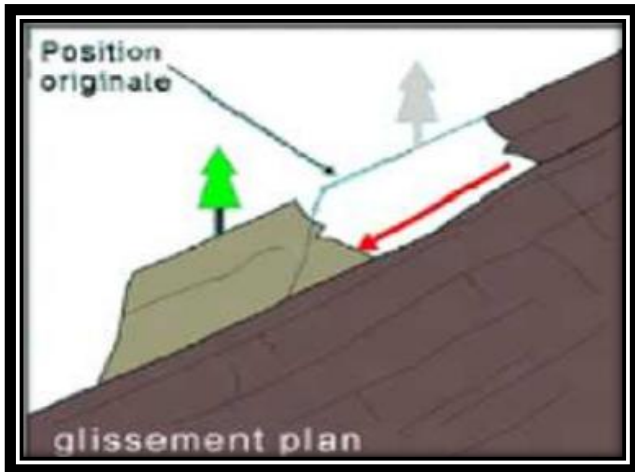


Figure 1.13: Mécanisme de glissement plan



Figure 1.14: Exemple d'un glissement plan, Ténès, Algérie

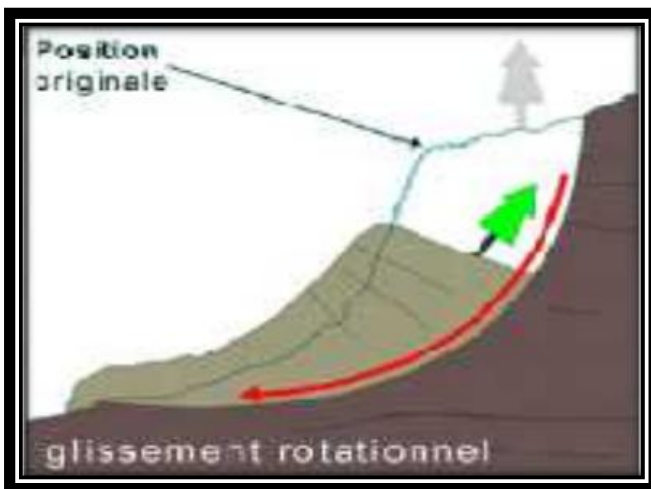


Figure 1.15: glissement rotationnel simple



Figure 1.16 : Exemple sur RN 11, Damous, Algérie

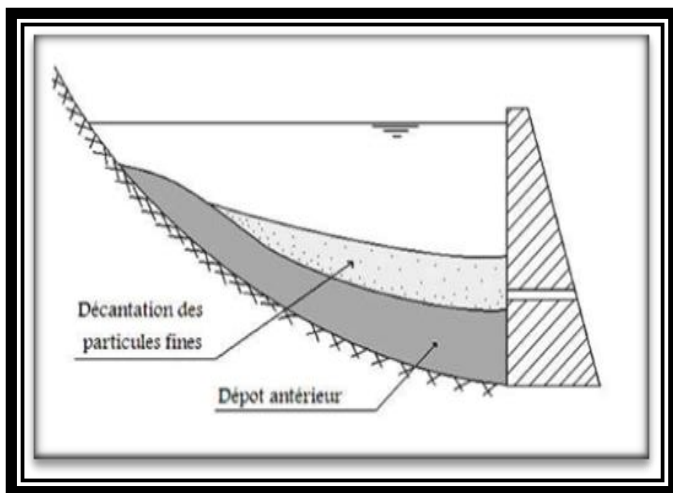
➤ **Cause des glissements de terrain**

Au cœur du processus de formation d'un mouvement de terrain, le passage de l'état de stabilité de la masse de sol à l'état d'instabilité relève de causes nombreuses et variées. Certaines causes sont externes, comme par exemple l'érosion d'un bas de pente par la mer ou par une rivière, par les secousses d'un tremblement de terre, par la surcharge d'une construction....

D'autres causes sont considérées comme internes, telles que l'augmentation de la pression interstitielle après de fortes pluies, l'accumulation d'eaux usées rejetées dans le sol, le développement de l'altération de la roche...etc. [6]

➤ **L'envasement**

Le nom de vase (mot emprunte au Néerlandais) est la désignation d'une large famille de sédiments fins, argileux, plus ou moins organiques, pouvant atteindre des teneurs en eau importantes. Le processus de l'envasement d'un barrage débute dans la première phase par l'arrachage des particules fines de leurs positions initiales par le ruissèlement. Dans la seconde phase, les sédiments seront drainés par les cours d'eau jusqu'au barrage. Enfin dans la troisième partie, les particules seront pièges pour se décanter et se tasser au fond du lac du barrage



**Fig 1.17 :** Formation de la vase au fond de barrage

**Fig 1.18:** Envasement du barrage de BAKHADDA (TIARET)

➤ **Tassement**

Le tassement est la composante verticale du déplacement du sol en surface, sous l'effet du poids de la digue et des charges qui lui sont appliquées.

**1.2.3. L'aléa et vulnérabilité**

Aléa c'est un mot d'origine latine qui signifie "coup de dé", (34) définit simplement comme une menace caractérisée par des propriétés physiques et une probabilité d'occurrence. (7). Les principaux aléas externes auxquels sont exposés les barrages sont les crues, les séismes et les glissements de terrain dans les retenues, ces derniers étant susceptibles de provoquer une vague sur le barrage.



**Figure 1.19** : Crue du 9 septembre 2002.



**Figure 1.20**: Barrage du Vajont après le mouvement de Terrain du 9 octobre 1963

Pour la vulnérabilité, il est difficile d'aboutir à une définition générale de la vulnérabilité provient des multiples facteurs qui entrent en jeu: les dimensions économiques, sociales, matérielles...etc. Elle est cependant susceptible d'intégrer ses différentes dimensions, implicitement ou explicitement, la vulnérabilité exprime le degré de dommage d'un enjeu soumis à un aléa d'intensité et d'occurrence donnée (8).

Les expressions suivantes pour définir le risque, sont souvent rencontrées :

$$\text{Risque} = \text{Fréquence}(F) \times \text{Conséquence}(C).$$

- Dans le domaine industriel.

$$\text{Risque} = \text{Probabilité} \times \text{Gravité}$$

- Pour les risques naturels :

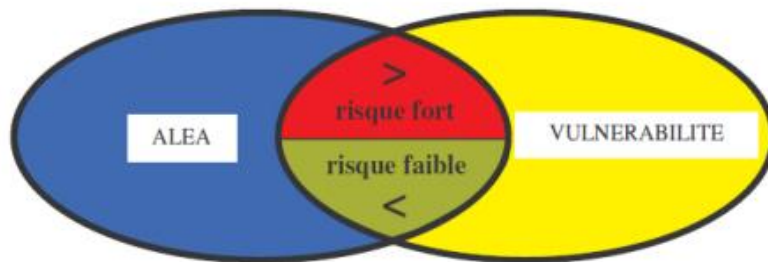
$$\text{Risque} = \text{Aléa} \times \text{Vulnérabilité}$$

Dans l'évaluation des risques naturels, l'aléa intègre deux aspects différents:

- La probabilité d'occurrence du phénomène et son intensité. A titre d'exemple, on parlera d'aléa fort pour un mouvement de terrain mobilisant une très grande masse même si la probabilité d'occurrence de ce mouvement est assez faible. Par contre, l'aléa sera relativement faible, pour une même probabilité d'occurrence s'il correspond à une faible masse mise en mouvement. Si à chaque niveau d'intensité de l'aléa, on peut associer une probabilité, on pourra envisager une estimation (la plus vraisemblable) de l'aléa sous la forme d'un calcul d'espérance mathématique.
- La vulnérabilité, si on la définit comme « le niveau des dommages prévisibles engendrés par le phénomène considéré » (35), cité par, elle traduit directement la gravité des conséquences potentielles du phénomène. Il s'agit alors d'une gravité stricte, qu'on peut envisager d'estimer pour chaque phénomène donné, d'intensité donnée.

**1.2.4. Croisement aléa et vulnérabilité**

L'aléa est un phénomène naturel. Pour le risque de barrage il s'agit des ruptures de la digue. L'aléa est décrit en fréquence pour caractériser sa récurrence : plus l'aléa est récurrent, plus il est fort. En parallèle, on s'intéresse à la vulnérabilité de l'occupation des sols face à l'aléa. La vulnérabilité dépend du type d'aléa considéré. Dans le cas du risque de rupture du barrage, on s'intéresse à la vulnérabilité des biens et des personnes face à l'onde de submersion. Lorsque l'aléa est inacceptable au regard de la vulnérabilité, il y a un risque potentiel : c'est le risque d'inondation (9)



**Figure 1.21:** Définition du risque par comparaison de l'aléa et de la vulnérabilité

**1.2.5. Méthodes d'analyse du risque**

On distingue les approches qualitatives, dont nous avons présenté le fondement ci-dessus, des approches quantitatives. Ces dernières ont pour objectif de fournir une estimation économique des dommages potentiels. L'approche semi-quantitative est une étape intermédiaire de l'approche quantitative.

❖ **Approche qualitative**

L'approche qualitative la plus simple, et la plus utilisée, consiste à comparer point par point le niveau d'aléa et le la vulnérabilité. La grille d'analyse est obtenue en croisant deux niveaux d'aléa et deux niveaux de vulnérabilité. On peut définir deux niveaux de risque : faible et fort.

	Vulnérabilité faible	Vulnérabilité forte
Aléa faible	Risque faible	Risque faible
Aléa fort	Risque faible	Risque fort

**Tableau 1.3 :** Grille simple d'analyse du risque.

❖ **Approche quantitative**

D'un point de vue économique, la détermination de l'objectif de protection devrait passer par une analyse coût / bénéfice de la protection contre les inondations. Ainsi, certaines études visent à déterminer le coût moyen annuel (CMA) des inondations pour un tronçon de cours d'eau. Le calcul du coût moyen annuel peut être réalisé à partir du coût de l'inondation C par la formule suivante (F est la fréquence) (10).

$$CMA = \int_0^1 C(F) \cdot dF$$

Le coût potentiel des dommages dus aux inondations est très difficile à établir car les impacts sont variés (10). On distingue deux types de dommages :

- Les dommages intangibles sont ceux auxquels on ne peut pas attribuer de valeur économique. Par exemple les pertes de vies humaines, le traumatisme psychologique des victimes, la perte d'objets irremplaçables...
- Les dommages tangibles peuvent faire l'objet d'une estimation économique. On peut leur affecter une valeur monétaire : les dommages au bâti, aux véhicules, aux infrastructures...

#### ❖ Approche semi-quantitative

Lorsqu'on cherche à estimer quantitativement les dommages dus aux inondations, on est amené à recenser les biens exposés aux crues. Cette première étape de l'approche quantitative est intéressante, car elle comporte moins d'incertitude que le calcul du coût des dommages. On s'intéresse simplement au nombre du foyer touché ou à la superficie de zones industrielles et commerciales inondées.

Les différentes méthodes d'évaluation du risque d'inondation ont toutes leur raison d'être. Elles apportent une aide à la décision pour la mise en œuvre de mesures permettant de diminuer le risque. La mise au point d'une grille d'analyse du risque est incontournable pour proposer un diagnostic intégré et concerté du risque (11).

### 1.2.6 Rupture du barrage

La rupture de barrage correspond à une destruction partielle ou totale de l'ouvrage, elle entraîne la formation d'une onde de submersion se traduisant par une élévation brutale du niveau de l'eau à l'aval, voire un gigantesque torrent.

Bien que les ruptures de barrage soient des événements rares, on en a recensé 2000 depuis le 12<sup>ème</sup> siècle. La **figure (1.22)**, montre qu'au 20<sup>ème</sup> siècle, il se produisait entre 10 et 40 ruptures de barrage chaque décennie. Les données les plus récentes indiquent que le nombre de ruptures de grands barrages tend vers 1,5 par année. Si l'on met en relation ces ruptures avec le nombre de barrages en service pendant la même période, on constate néanmoins un recul progressif du taux de rupture (12).

## Temps (En année)

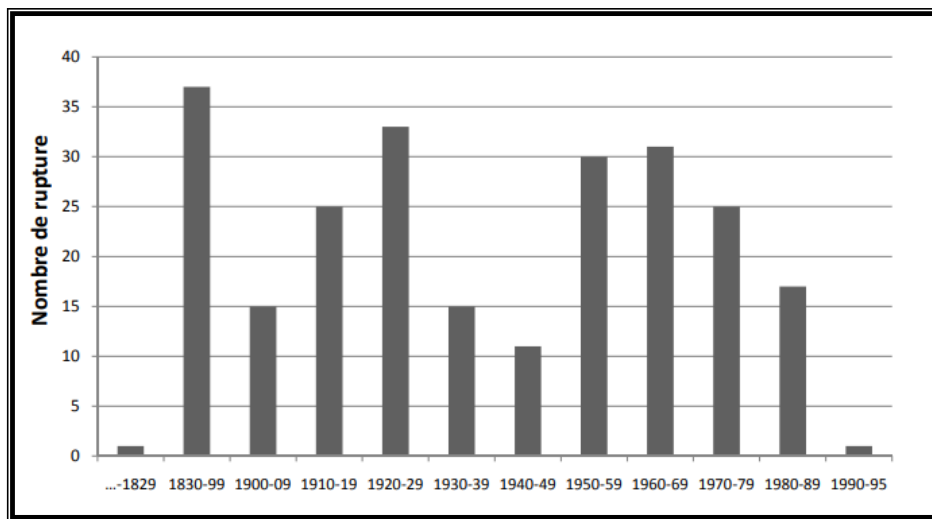


Figure 1.22: Historique des ruptures de barrages

## 1.2.7. Causes de rupture

Les causes de rupture peuvent être diverses et souvent cumulatives :

## ❖ Causes techniques

vices de conception ou de construction, mauvais vieillissement des matériaux et défaut d'entretien des installations, défaut de fonctionnement des vannes permettant l'évacuation des eaux, obstruction des dispositifs d'évacuation des crues (déversoirs ou vannes), absence de dispositif permettant de suivre le comportement de l'ouvrage (13)

## ❖ Causes naturelles

séismes, crues exceptionnelles, glissements de terrain au droit des appuis du barrage, glissements de terrain, écroulements ou avalanches dans la retenue provoquant, par élévation brusque du niveau des eaux, un déversement brutal sur la crête de l'ouvrage(12)(13).

## ❖ Causes humaines

insuffisance des études préalables et du contrôle d'exécution, compétence insuffisante des intervenants et dilution des responsabilités avec les services en charge du contrôle, erreurs d'exploitation, de surveillance et d'entretien, malveillance, conflit, absence d'actions des opérateurs suite à des signes précurseurs de dégradation, manques ou mauvaises interprétations du comportement de l'ouvrage (13).

## 1.2.8. Type de rupture

On classe les types de ruptures en trois familles :(5)

- la rupture au premier remplissage représentée 37%, elle prend beaucoup de temps selon la capacité du barrage.

- la rupture par déversement (submersion) représentée 37%, cette cause a diminué pour les barrages récents.

- la rupture pendant l'exploitation représentée 26%, la cause de cette rupture c'est le manque ou l'insuffisance d'entretien et de surveillance, on remarque que cette rupture touchée beaucoup plus les barrages en remblai.

Le phénomène de rupture de barrage dépend des caractéristiques propres du barrage. Ainsi, la rupture peut être :

- **progressive** : dans le cas des barrages en remblais, par érosion régressive, suite à une submersion de l'ouvrage ou à une fuite à travers celui-ci (phénomène de renard).

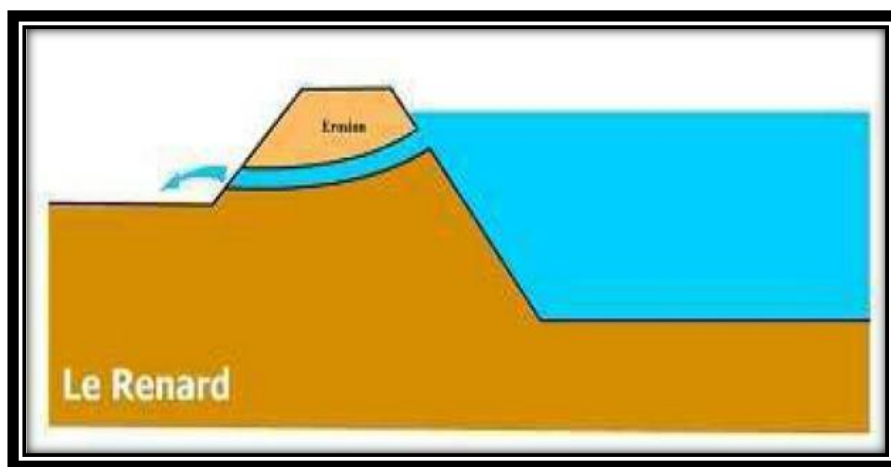


Figure 1.23: Rupture par renard

- **brutale** : dans le cas des barrages en béton, par renversement ou par glissement d'un ou plusieurs plots. Une rupture de barrage entraîne la formation d'une onde de submersion se traduisant par une élévation brutale du niveau de l'eau à l'aval.

### 1.2.9. Obligation d'une carte du risque

La rupture de barrage engendre la formation d'une onde de submersion, à l'origine d'une élévation brutale du niveau de l'eau à l'aval. Une carte de risque représente les zones menacées par l'onde de submersion qui résulterait de la rupture totale ou partielle de l'ouvrage. Cette carte est réalisée à partir de simulations sur ordinateur. Elle détermine à l'avance, dès le projet de construction, quelles seront les caractéristiques de l'onde de submersion : hauteur de l'eau, vitesse, temps de progression de l'onde, amortissement, etc.,

en tous points de la vallée, en y faisant figurer les enjeux et les points sensibles, ainsi que tous les renseignements indispensables à l'établissement des plans de secours et d'alerte.

L'onde de submersion, par sa force intrinsèque, occasionne d'énormes dommages en aval du barrage. Elle est suivie d'une inondation importante, mêlant eau et matériaux issus du barrage, et de l'érosion intense de la vallée. Un tel événement a des conséquences très graves sur les populations et biens de tout genre. Dans le cas où d'autres barrages seraient présents en aval, l'onde de submersion peut provoquer à

son tour d'autres ruptures et accentuer ainsi les dommages. Les conséquences environnementales peuvent être multiples sur la faune et la flore

### 1.2.10. Maitrise du risque

#### ❖ La surveillance du barrage

La surveillance du barrage à garantir, sur le long terme, d'une part la sûreté des ouvrages, et d'autre part la maîtrise des coûts par une maintenance qui peut être programmée et optimisée. L'aspect sécurité prime avant toute autre considération, mais il est évident que plus tôt une anomalie est détectée, moindres en sont les conséquences en termes de travaux ou de coût d'exploitation, la surveillance inclut trois composantes complémentaires :

#### a. Inspection visuelle

- Visites systématiques et formalisées (périodicité hebdomadaire à mensuelle selon les cas).
- Inspection visuelle si possible en crue et systématiquement post-crue
- Visites techniques : examen visuel approfondi du barrage et de ses abords, une fois par an avec un ingénieur spécialiste.

#### b. Auscultation

L'auscultation des barrages regroupe tous les dispositifs permettant de mesurer des grandeurs physiques susceptibles d'évoluer dans la vie du barrage, de façon à mettre en évidence son comportement et les phénomènes évolutifs significatifs de son vieillissement. Ainsi on mesure des déplacements, des déformations, des contraintes, des pressions, des débits...

#### c. Essais périodiques

Ils concernent les vannes et clapets, les capteurs et leurs liaisons avec les postes de commande, les moyens d'alimentation en énergie. La périodicité des essais doit être précisément définie ainsi que leurs conditions de réalisation. La sécurité en aval du barrage doit être prise en compte lorsque les essais conduisent à relâcher des volumes d'eau significatifs. On vérifie également le fonctionnement en mode dégradé.

#### ❖ Sécurité des populations

Etant donné, l'importance des pertes en vies humaines et matérielles qui résultent d'une rupture d'un barrage, la mise sur pied d'un plan d'évacuation de la zone inondée est nécessaire afin de diminuer les conséquences d'un tel accident. Ce plan d'évacuation consiste en :

- La détermination des caractéristiques physiques de la région située en aval du barrage du point de vue topographique, géologique et utilisation du territoire.
- Etablissement d'un modèle physique ou mathématique de rupture conduisant à la préparation de carte de submersion.

La superposition de cartes montrant d'une part les limites de la submersion et d'autre part la répartition de la population permet de situer très clairement les zones critiques dans les régions fortement habitées.

❖ **Information et plan d'alerte**

Le premier remplissage de la retenue est un point délicat dans la vie d'un barrage. Il est donc important avant d'en arriver à cette étape de tenir compte des réunions d'information avec les responsables de la sécurité dans la région. Un local de surveillance doit être établi au meilleur endroit possible quelles que soient les circonstances. Quant à l'organisation de l'évacuation, elle doit comprendre les moyens de transport et de communications (routes, chemins de fer, téléphone, radio...).

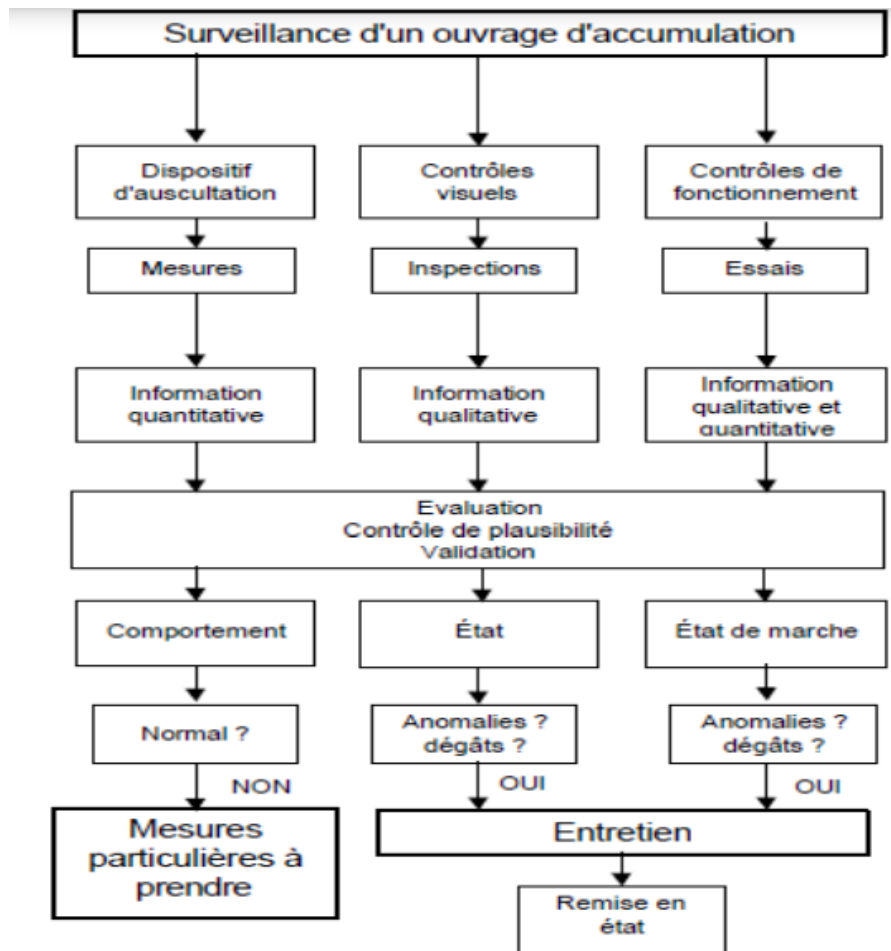


Figure 1.24 : Concept global de l'organisation de la surveillance et de l'entretien

**1.3. Protection des ouvrages hydrauliques Algérien**

Selon le bilan d'activité de l'ANBT (2003) et compte tenu de la situation hydrique appréciable enregistrée durant la saison pluviométrique 2002-2003, d'importants apports en eau ont été emmagasinés dans la plupart des barrages, avec, toutefois, une situation moins favorable pour ceux de l'ouest, alors que ceux de l'est ont été, pour leur majorité, remplis à 100 %. Coïncidence de cet état de fait, l'exploitation des barrages a été marquée par une activité très intense juste au moment où la structure de l'ANBT a été

réorganisée et a connu un renforcement de ses différents moyens. C'est ainsi qu'elle a pu réagir efficacement et avec célérité au séisme survenu le 21 mai 2003 à Boumerdes, où les barrages de la région centre ont été testés dans des conditions exceptionnelles, avec des expertises satisfaisantes quant à leur comportement. A ce titre, et dans le cadre d'un programme d'urgence pour le secteur, il a été retenu une enveloppe financière conséquente pour les opérations d'automatisation du système d'auscultation des barrages en exploitation, pour la réfection des réseaux d'auscultation de dix barrages et pour le traitement des fissures et l'étanchéité des ouvrages en béton.

Aujourd'hui, une nouvelle dynamique semble être de mise. Nonobstant l'effort financier consenti par l'Etat au secteur, celui - ci déploie une véritable bataille pour gagner le défi par, notamment, la maintenance des ouvrages hydrauliques et des équipements. Ainsi de véritables chantiers sont ouverts à travers tout le pays, on peut citer :

- La rénovation des équipements hydromécaniques des barrages de Cheffia, du K'sob, de Merdja Sidi Abed, du Ghrib, de Bakhadda, de Djorf Torba, du Hamiz et du Fergoug.
- La réhabilitation des piézomètres et drains des barrages de Guenitra et Zardezas.
- Des levés bathymétriques qui ont longtemps fait défaut.
- Des opérations de dévasement.
- Des surélévations de digues.
- La consolidation de la rive droite du barrage de Hammam Grouz.
- Le renforcement du voile d'injection et de drainage du barrage de Beni Haroun.
- Suite au tremblement de terre de 2003, qui a touché le Centre du pays, des opérations de contrôle de stabilité des ouvrages ainsi que l'élaboration des plans ORSEC des barrages en exploitation ont été lancées.

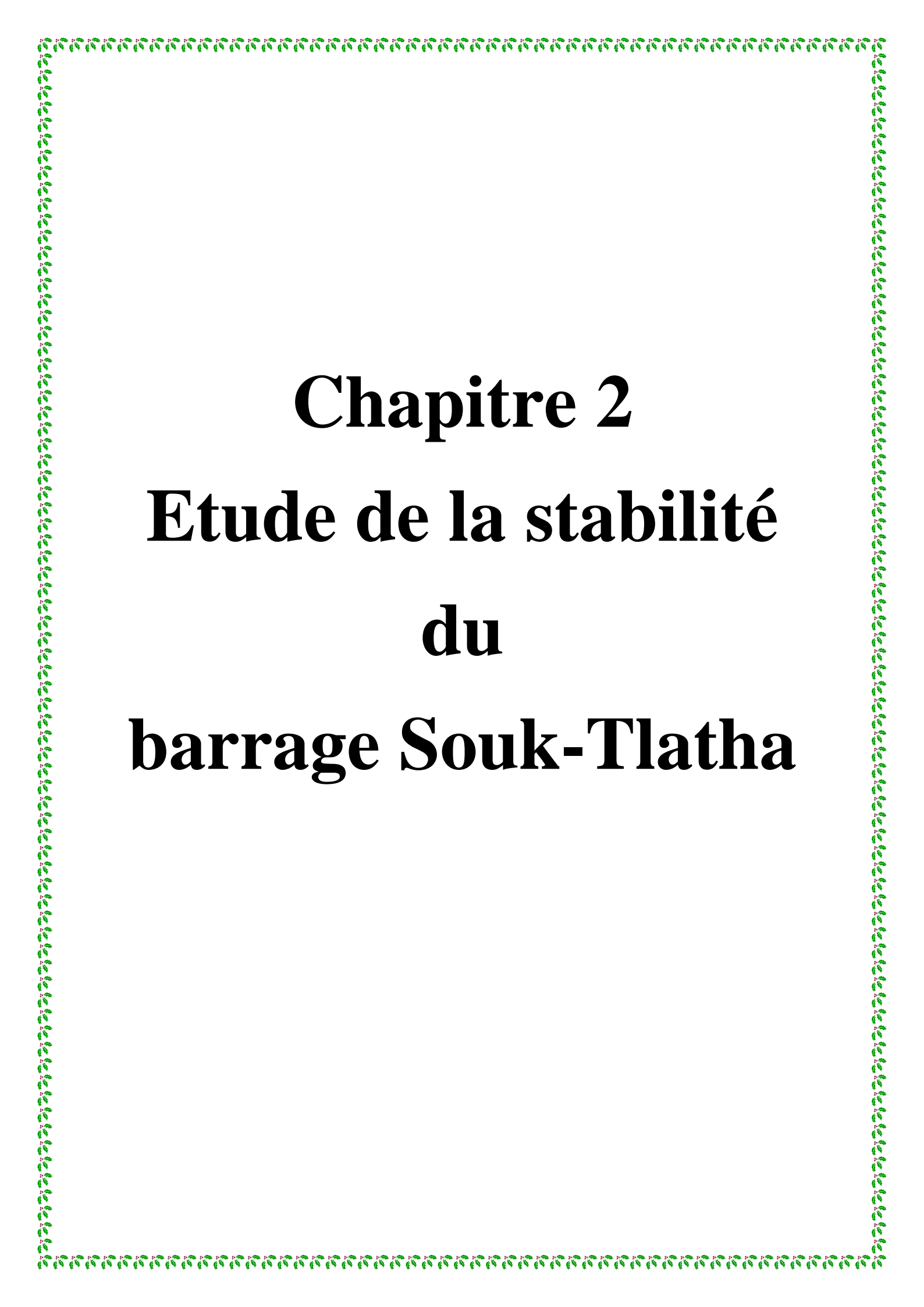
## Conclusion

Nous avons exposé dans le présent chapitre les différents types de barrages en terre, et nous avons appris que les barrages en terre sont une infrastructure critique qui sert généralement dans le but principal de retenir l'eau. En outre, un barrage peut également être utilisé pour recueillir de l'eau, l'irrigation, le contrôle des inondations, et l'approvisionnement en énergie.

Dans ce chapitre nous avons présenté un certain nombre de concepts et notions fondamentales du risque à savoir l'aléa, la vulnérabilité...

L'analyse du risque permet, avant tout, d'identifier les causes et les conséquences potentielles d'évènements indésirables et met en lumière les barrières de sécurité existantes ou pouvant être envisagées au regard du risque.

La surveillance des barrages est une activité essentielle qui doit être prise en compte dès la conception du projet et qui fait ensuite l'objet d'une rigueur exemplaire. Cette surveillance fait partie de l'exploitation quotidienne des installations, et repose en conséquence sur des acteurs proches du terrain pour les inspections visuelles et la collecte des mesures.



**Chapitre 2**  
**Etude de la stabilité**  
**du**  
**barrage Souk-Tlatha**

**Introduction**

La stabilité d'un barrage en remblai réside dans la stabilité aux glissements des talus pour toute sollicitation pouvant survenir. La détermination des conditions de stabilité fait appel aux méthodes de mécanique des sols basées sur l'étude de l'équilibre limite. La stabilité des pentes peut être augmentée en choisissant des matériaux plus performants qui permettent d'éviter la rupture des talus mais aussi assurer la stabilité de la fondation et éviter les déformations excessives. [14]

Dans ce chapitre, nous verrons les méthodes de calcul qui permettent d'évaluer si un talus est stable ou non. Il faut cependant être conscient que l'approche du coefficient de sécurité réel est très délicate, particulièrement pour les pentes naturelles et les talus de remblai. Toute étude de stabilité doit être précédée d'une reconnaissance géologique profonde qui permet souvent de mettre en évidence des facteurs pas toujours quantifiables, influant sur le coefficient de sécurité réel.

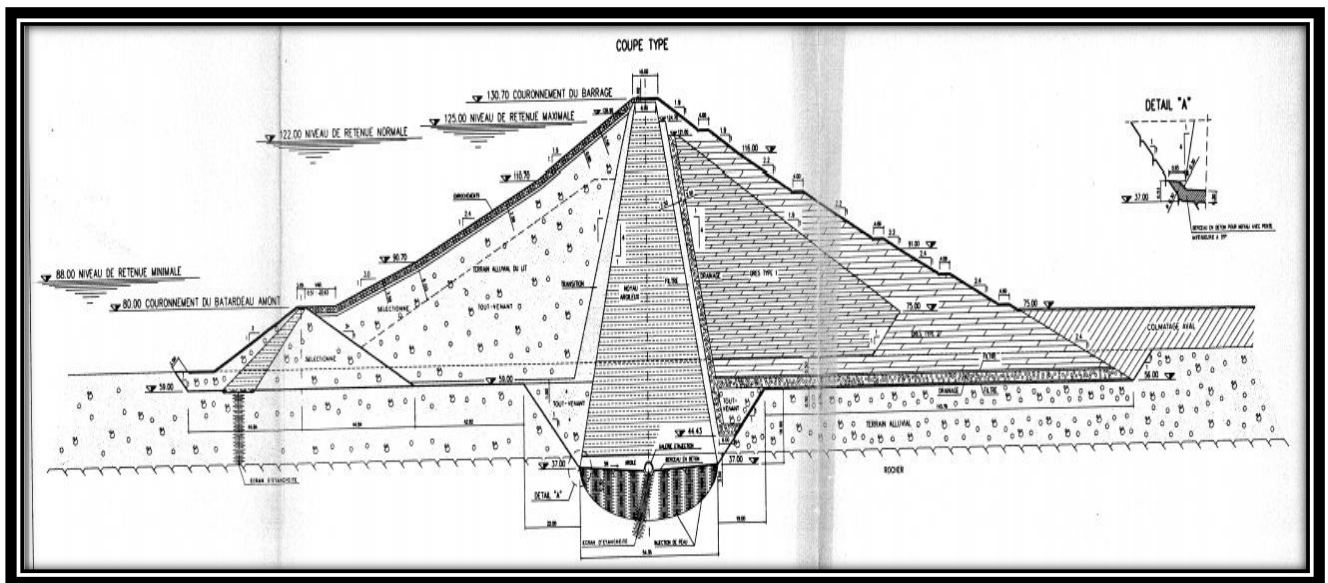
**2.1. Présentation générale du projet**

**2.1.1. Type du barrage**

Le barrage de Souk-Tlatha est un ouvrage de 95 m de hauteur, en matériaux meubles avec recharge à l'amont en alluvions graveleuses, recharge à l'aval en grés et noyau en colluvions argileuses.

**2.1.2. Localisation du barrage**

Le site du barrage se trouve sur l'oued Bougdoura à 8 Km au sud de la ville de Draa Ben Khedda dans la wilaya de Tizi-Ouzou.



**Figure2.1 : Barrage Souk-Tlatha (Tizi-Ouzou).**

**2.1.3. Situation géographique du site**

Le site du barrage de Souk-Tlatha sur l'oued de Bougdoura se situe à l'extrémité occidentale de la grande Kabylie à 8,5 km de Tizi-Ouzou, à 80 km environ à vol d'oiseaux d'Alger dans la direction Est.

Le réservoir sera constitué de deux branches formées par les vallées d'Acif-Tlatha et du Tala Imedrene, qui confluent à l'amont du barrage avec un angle de 30° environ.

La retenue est fermée par une gorge de quelque centaine de mètres de long ; site choisi pour le barrage.

Le fond de la rivière est situé approximativement au niveau 65m NGA et présente en son endroit le plus étroit une largeur d'environ 50m. Les flancs de la vallée montent jusqu'au niveau 150m NGA au moins, avec une pente dépassant par endroits 2 : 1 (2 verticalement et 1 horizontalement).

La largeur de la vallée, à la cote du sommet du barrage, est de 200m environ. Le plan de situation de l'ouvrage est montré dans la [figure 2.2].

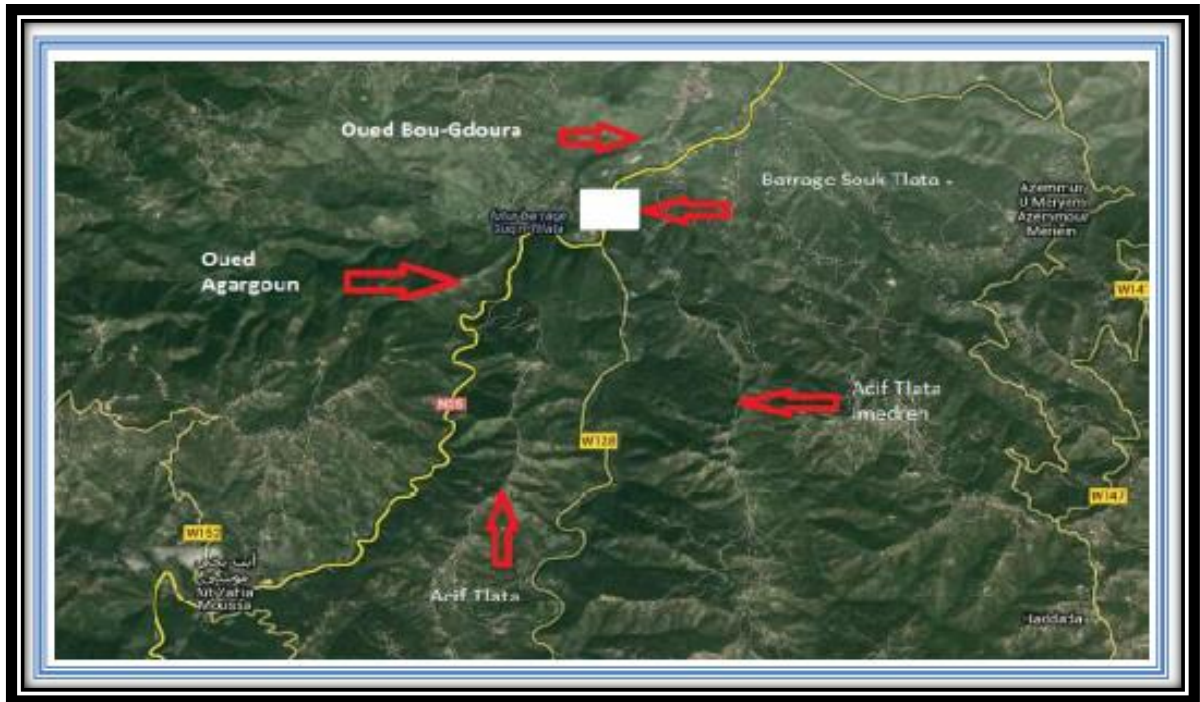


Figure 2.2 : Situation géographique du barrage Souk-Tlatha.

#### 2.1.4. Destination du barrage

La retenue du barrage de **Souk-Tlatha** permettra la régularisation de 98 Hm<sup>3</sup> d'eau destinée à renforcer l'alimentation en eau potable et industrielle des régions de Tizi-Ouzou, Boumerdes et Alger.

### 2.2. Incidence de l'eau sur la stabilité

L'eau a une grande influence sur l'équilibre du terrain qu'elle traverse qu'elle soit superficielle ou souterraine. Elle peut engendrer de grands désordres dans les ouvrages construits par l'homme.

L'eau se présente dans le sol sous différentes formes et on peut distinguer deux catégories soit que l'eau est liée ou libre. Dans la première catégorie on retrouve l'eau hygroscopique, l'eau pelliculaire et l'eau capillaire quant à la deuxième catégorie on y retrouve l'eau de gravité. Parmi les paramètres qui caractérisent l'eau dans le sol, deux sont essentielles, le degré de saturation qui est le rapport entre le volume d'eau et le volume total occupé par les vides et le potentiel des forces de liaison de l'eau et du sol, qui représente l'énergie nécessaire pour vaincre les forces de liaison. [15]

Lorsque le barrage est plein, les écoulements à l'intérieur du barrage se font de l'amont vers l'aval selon des lignes sensiblement horizontales qui tendent à entraîner le talus aval. On doit donc réduire les pentes ou insérer un drain en pied de barrage pour faire chuter les lignes d'écoulement. Lorsque le barrage subit une vidange rapide, le gradient hydraulique s'inverse. Les pressions interstitielles ne peuvent pas s'évacuer rapidement dans un matériau peu perméable. On a alors un risque d'instabilité du talus amont qui peut être stabilisé par une recharge perméable (5).

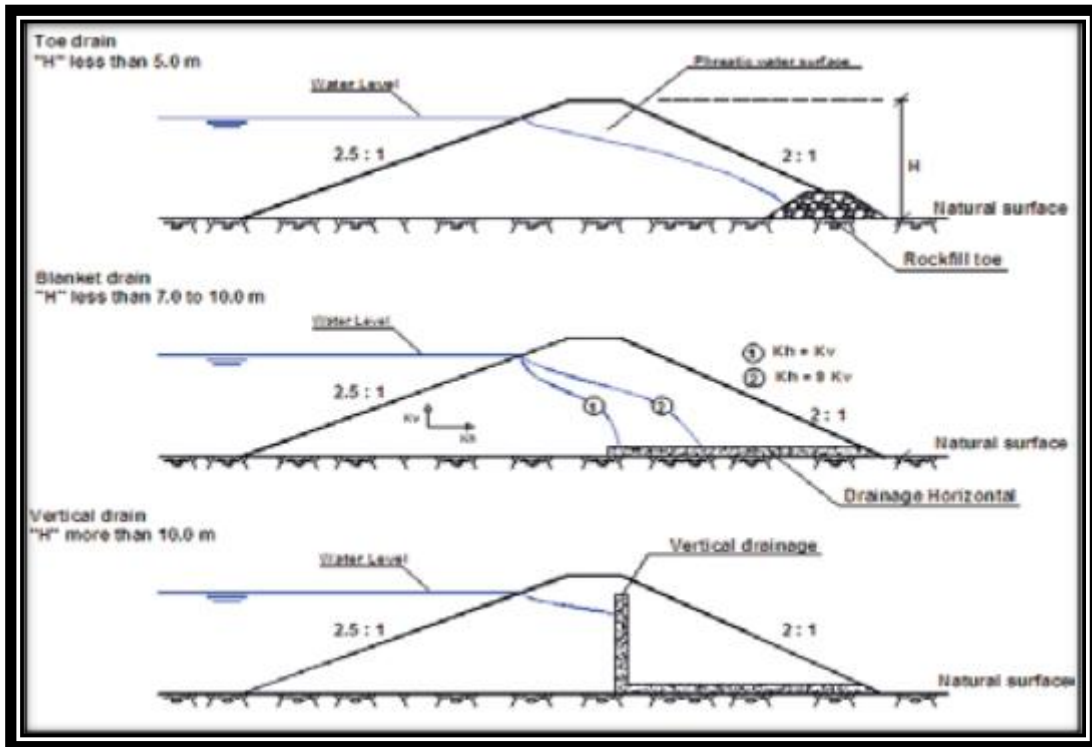


Figure 2.3: Barrages homogènes avec différents dispositifs de drainage (Lewis, 2002).

### 2.3. Etude de stabilité

#### 2.3.1. Stabilité des talus

Les problèmes de stabilité de pentes se rencontrent fréquemment dans la construction des routes, des canaux, des digues et des barrages.

En outre, certaines pentes naturelles sont ou peuvent devenir instables. Une rupture d'un talus peut être catastrophique et provoquer des pertes en vies humaines ainsi que des dégâts naturels considérables.

L'étude d'un talus comporte, outre la reconnaissance du site et le choix des caractéristiques mécaniques des sols, un calcul de stabilité pour déterminer d'une part la courbe de rupture le long de laquelle le risque de glissement est le plus élevé, d'autre part la valeur correspondante du coefficient de sécurité. Un autre élément important lors de l'analyse de la stabilité est la présence de l'eau. En effet, l'instabilité est très marquée par les variations climatiques (périodes de fortes pluies, fonte des neiges, sécheresse) mais peut aussi être liée à des secousses sismiques ou encore être induite par les activités humaines.

Dans leur principe, les mouvements de terrain sont bien compris: ils surviennent lorsque la résistance des terrains est inférieure aux efforts moteurs engendrés par la gravité et l'eau souterraine ou par les travaux de l'homme; leur dynamique répond naturellement aux lois de la mécanique. [17]

La stabilité des talus concerne aussi bien des pentes naturelles que les talus artificiels tel que les barrages, les remblais...

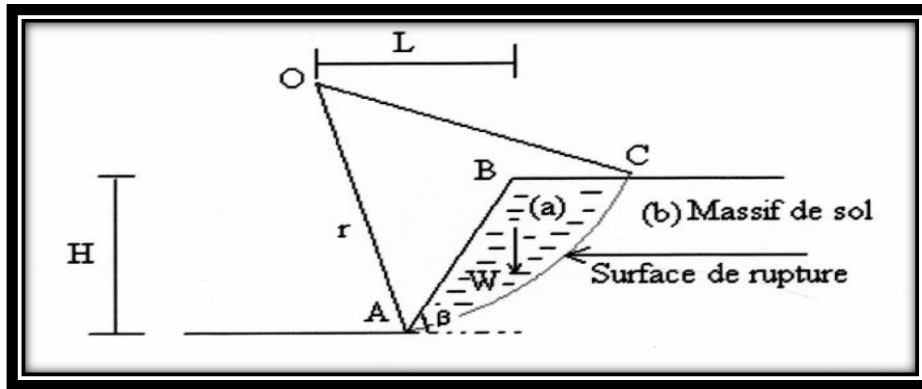


Figure 2.4 : stabilité d un talus

### 2.3.2. Notion de coefficient de sécurité

Pour juger si un talus naturel ou artificiel est stable ou non il est nécessaire d'introduire la notion de coefficient de sécurité qui est une grandeur adimensionnelle.

Le coefficient de sécurité (FS) est par définition donné par l'expression suivante :

$$FS = \frac{\Sigma \text{Moments Résistans}}{\Sigma \text{Moments Moteurs}}$$

### 2.3.3. Choix de facteurs de sécurité

Le facteur de sécurité minimal (Fs) adopté est assez rarement inférieur à 1.5, il peut quelquefois être égal à 2, pour des ouvrages dont la stabilité doit être garantie à tout prix (grand risque pour les personnes, site exceptionnel), ou pour des méthodes dont l'incertitude est grande (analyse en contrainte totale avec risque d'erreur sur la valeur de la cohésion drainé Cu [18]).

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, mais pour pouvoir se rapprocher ainsi de 1, c'est-à dire de la rupture, il faut être sûr de la validité des hypothèses et des paramètres adoptés, ce qui souvent est difficile en géotechnique. le tableau ci-dessous, nous donne les valeurs de (Fs) en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entoure.[16]

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

On considère que :

- Si **FS > 1** ; situation stable.
- Si **FS < 1** ; situation critique (Présence d'un glissement)
- Si **FS = 1** ; il y a un équilibre limite.

Fs	etat de l'ouvrage
< 1	Danger
1.0-1.25	sécurité contestable
1.25-1.4	sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants sécurité conestable pour les barrage , ou bien quand la rupture serait catastrophique
> 1.4	satisfaisante pour les barrages

**Tableau 2.1** : les valeurs de (Fs) en fonction de l'importance de l'ouvrage.

**2.3.4. Conditions d'analyse**

La stabilité des talus d'un barrage en remblai doit être vérifiée aux différentes phases de la construction et de la vie de l'ouvrage. On distingue généralement trois classes de conditions pour lesquelles la stabilité d'un barrage en remblai doit être vérifiée.

**2.3.4.1. Fin de construction**

L'analyse de la stabilité pour cette condition sert à vérifier que le barrage peut être construit jusqu'à sa hauteur finale sans rupture. Il n'y a pas encore d'action de la retenue, mais les pressions interstitielles sont élevées car les surpressions dues à la construction ne se sont pas encore dissipées. La résistance est fonction de la contrainte effective  $\sigma'$  et elle devient de plus en plus faible avec l'augmentation de la pression interstitielle u ( $\sigma' = \sigma - u$ ).

Dans ce cas, il peut se produire un glissement du talus à cause de la diminution de la résistance au cisaillement. Il est recommandé d'analyser le talus en aval.[19]

**2.3.4.2. Période d'exploitation (barrage plein)**

L'analyse de la stabilité sert dans ce cas à vérifier que le barrage est stable après remplissage du réservoir et une fois que le réseau d'écoulement s'est établi à travers le barrage. Dans le secteur amont du barrage, la contrainte effective (et donc la résistance) est réduite à cause de la pression interstitielle. Cette diminution de la stabilité, associée à la réduction de  $\sigma'$  est cependant compensée par la pression du réservoir qui tend à s'opposer au glissement du talus amont.

Dans le secteur aval du barrage, en raison de l'écoulement dans le massif une surface de suintement peut apparaître sur ce talus. La poussée d'écoulement qui s'exerce sur les grains solides à tendance à le déstabiliser, un drainage du talus aval est généralement prévu. Lorsque la retenue est pleine, l'écoulement est donc défavorable à la stabilité du talus aval.

Les caractéristiques mécaniques du sol C et  $\Phi$ , quelque soit la condition de perméabilité du matériau de construction, peuvent être obtenus à partir de l'essai de résistance au cisaillement à long terme, sur consolidé, saturé et drainé. [16]

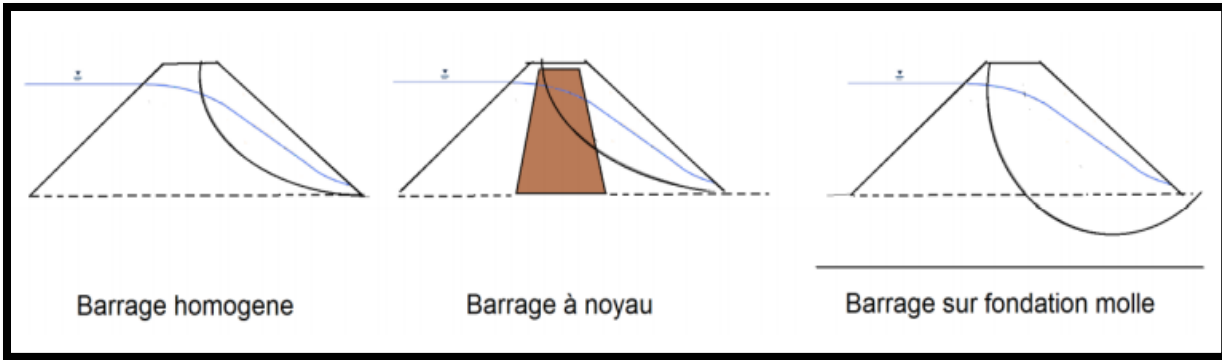


Figure 2.5: Surface de rupture les plus critiques en fonction du type de barrage en terre

2.3.4.3. Vidange rapide

La condition 'vidange rapide' est rencontrée lorsque le niveau d'eau diminue brusquement au-dessous du niveau normal de la retenue. Dans ce cas les pressions d'eau dans le corps de l'ouvrage ne sont pas dissipées, alors que la pression d'eau extérieure a disparu. Le talus amont se trouve dans une situation plus défavorable qu'en condition normale d'exploitation.

C'est donc ce secteur amont du barrage qui est affecté par la condition 'vidange rapide', on conserve la pression et on enlève l'effet stabilisateur du réservoir.

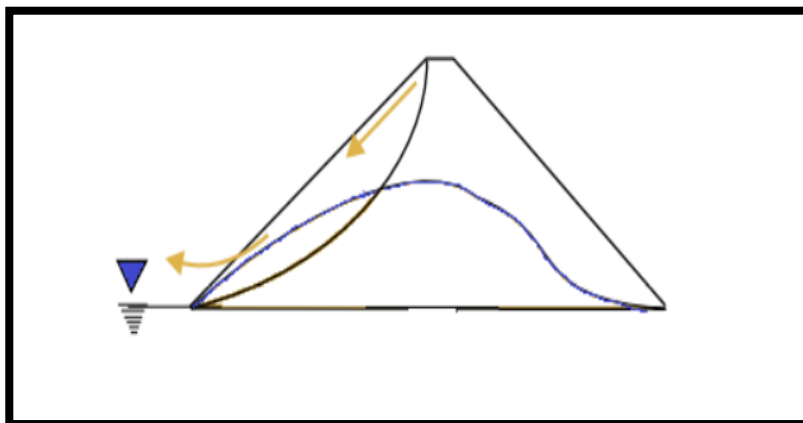


Figure 2.6: Glissement du parement amont sous l'effet de vidange rapide

2.3.5. Différentes méthodes de calcul

Toutes les méthodes d'équilibre limite utilisent l'expression de Mohr-Coulomb pour déterminer la résistance au cisaillement ( $\tau_f$ ) le long de la surface de glissement [20]

La contrainte de cisaillement à laquelle un sol manque de cisaillement est définie comme la résistance au cisaillement du sol. Selon Janbu (1973), un état d'équilibre limite existe lorsque la contrainte de cisaillement mobilisée ( $\tau$ ) est exprimée en fraction de la résistance au cisaillement [23] [20].

La résistance au cisaillement est généralement exprimée par la relation linéaire de Mohr Coulomb, où les  $\tau_f$  et  $\tau$  sont définis par :

$$\tau_f = C' + \sigma' \tan \sigma' \tag{2.1}$$

La résistance au cisaillement mobilisable :

$$\tau = \frac{\tau_f}{F_s} = \frac{C' + \sigma' \tan \theta'}{F_s} \quad (2.2)$$

Avec:

$\tau_f$  : La résistance au cisaillement mobilisable à la rupture sur la surface de rupture.

$C'$ ,  $\theta'$  : Les paramètres effectifs de résistance décrivant l'enveloppe de Mohr-Coulomb.

$\sigma'$  : La contrainte effective à la rupture, normale à la surface de rupture.

$F_s$  : Le coefficient de sécurité.

La résistance au cisaillement disponible dépend du type de sol et de la contrainte normale effective, tandis que la contrainte de cisaillement mobilisée dépend des forces externes agissant sur la masse du sol. Ceci définit le coefficient de sécurité comme un rapport de  $\tau_f$  et  $\tau$  dans une analyse d'équilibre limite [20], telle que définie dans l'équation (2.3).

$$F_s = \frac{C' + \sigma' \tan \theta'}{\tau} \quad (2.3)$$

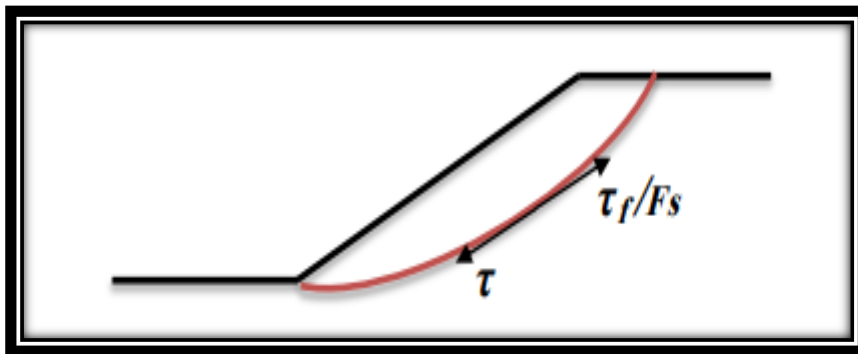


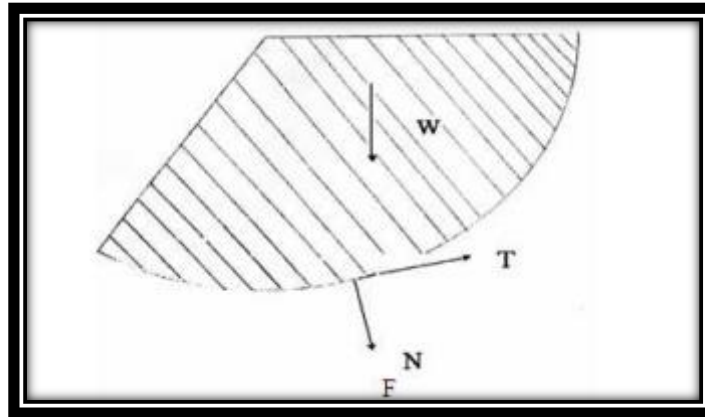
Figure 2.7: Rupture circulaire d'une pente (Krishna.P, 2006)

Dans la théorie, un coefficient de sécurité de 1 indique une rupture naissante, donc toute pente avec  $F_s > 1$  sera supposée stable. Pour la conception, cependant, nous avons besoin d'une marge de sécurité pour tenir compte des conséquences de l'échec et des nombreuses incertitudes dans nos analyses. Le critère de conception le plus commun exige un coefficient de sécurité d'au moins 1,5, bien que des valeurs légèrement inférieures (1,3 environ) puissent être acceptées pour un projet de route dans des régions éloignées où aucune structure n'est proche et où un échec nécessiterait seulement le nettoyage des débris de la route. La plupart des analyses de stabilité des pentes quantifient la stabilité en termes de facteur de sécurité. Dans les cas, l'analyse est appelée une analyse déterministe. [23]

### 2.3.5.1. Méthode globale

Cette méthode est illustrée par les méthodes de Biarez, Caquot et Taylor, leur utilisation en pratique se limite à des cas simples de talus sensiblement homogène et sans présence de nappe phréatique.

Le principe de cette méthode consiste à faire l'inventaire des forces s'appliquant sur une zone délimitée par la géométrie du massif et la ligne de glissement et établir les conditions d'équilibre de la masse en calculant le coefficient de sécurité.[15]



**Figure 2.8 :** Forces agissantes sur le massif de sol

**N** : composante normale le long de la surface.

**T** : composante tangentielle le long de la surface.

**W** : poids u massif (du bloc).

### 2.3.5.2. Méthodes des tranches

Les méthodes les plus couramment utilisées pour l'analyse de la stabilité de pente consistent à diviser la masse située au-dessus de la surface de rupture hypothétique en tranches tel qu'indiqué sur la Figure (2.79a). Cette approche permet de tenir compte des hétérogénéités du profil du sol, la masse du sol étant divisée de manière à ce que chaque tranche soit caractérisée à sa base par un seul jeu de paramètres de résistance [24]

La Figure (2.9a) montre un cercle de glissement de rayon  $R$  où la masse du sol est subdivisée en tranches verticales. L'arc du cercle à la base de la  $i$  ème tranche est incliné avec un angle  $\alpha_i$ , par rapport à l'horizontale. Le diagramme du corps libre de la  $i$  ème tranche est montré dans la Figure (2.9b).

Cette tranche était en équilibre sous les forces suivantes:

$W_i$ : Le poids de la tranche

$T_i$ : Force tangentielle résistant au glissement.

$N'_i$ : charge normale à la base.

$U_i$ : charge normale à la base due à la pression interstitielle.

$E_i, E_{i+1}$ : Les forces d'extrémité horizontales.

$X_i, X_{i+1}$ : Les forces de cisaillement verticales le long des côtés de la tranche.

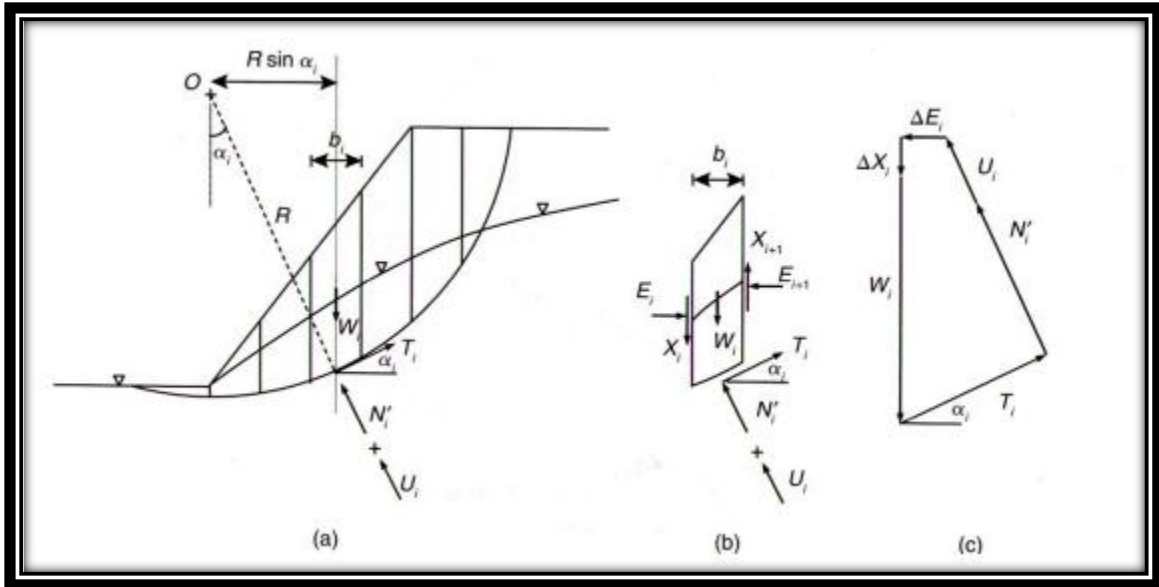


Figure 2.9: Illustration de la méthode des tranches (N.Sivakugan et al, 2010)

Quand on considère l'équilibre des moments d'une masse de sol située au-dessus d'une surface de rupture circulaire [26], il n'est pas nécessaire de connaître la position des efforts effectifs normaux à la base de chaque tranche, ( $N'_i$ ), si l'équilibre des moments est effectué par rapport au centre de la surface circulaire.

Tous les efforts ( $N'_i$ ) ont une ligne d'action passant par le centre du cercle et ils ne produisent aucun moment par rapport à ce point.

Dans ce cas, l'équation d'équilibre des moments par rapport au centre "O" du cercle donnée par :

$$\sum_{i=1}^n T_i R = \sum_{i=1}^n W_i R \sin \alpha_i \tag{2.4}$$

$$\sum_{i=1}^n \tau_i l_i = \sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i \tag{2.5}$$

$$\sum_{i=1}^n \frac{\tau_{f,i}}{F_s} l_i = \sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i \tag{2.6}$$

Où  $l_i$  est la longueur de l'arc le long du fond de la tranche. Substitution  $\tau = \tau_f / F_s$  :

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{\tau_{f,i}}{F_s} l_i}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i}$$

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n C_i l_i + \sum_{i=1}^n \sigma_i l_i \tan \theta_i}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i} = \frac{\sum_{i=1}^n C_i l_i + \sum_{i=1}^n N_i \tan \theta_i}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i} \tag{2.7}$$

Le coefficient de sécurité peut être déterminé à partir de l'équation (2.7), à condition que tous les paramètres soient connus pour chaque tranche [26]. Les paramètres  $c_i$ ,  $l_i$ ,  $\theta_i$ ,  $W_i$  et  $\alpha_i$  peuvent être facilement déterminés, mais  $N_i$  reste indéterminé où cette dernière dépend des forces d'extrémité  $E_i$  et  $X_i$ . La Figure (2.9c) montre le polygone de force pour  $i$  ème où :  $\Delta E_i = E_{i+1} - E_i$  et  $\Delta X_i = X_i - X_{i+1}$ .

**2.3.5.3. Méthode de Fellenius.**

La méthode des tranches de Fellenius est la plus simple des différentes méthodes des tranches rapportées dans la littérature. Il suppose que pour chaque tranche,  $\Delta X_i = 0$ , et  $\Delta E_i = 0$  (forces entre les tranches (verticales et horizontales)).

$$W \sin \alpha_i = N_i + U_i$$

$$N_i = W \cos \alpha_i - u_i l_i$$

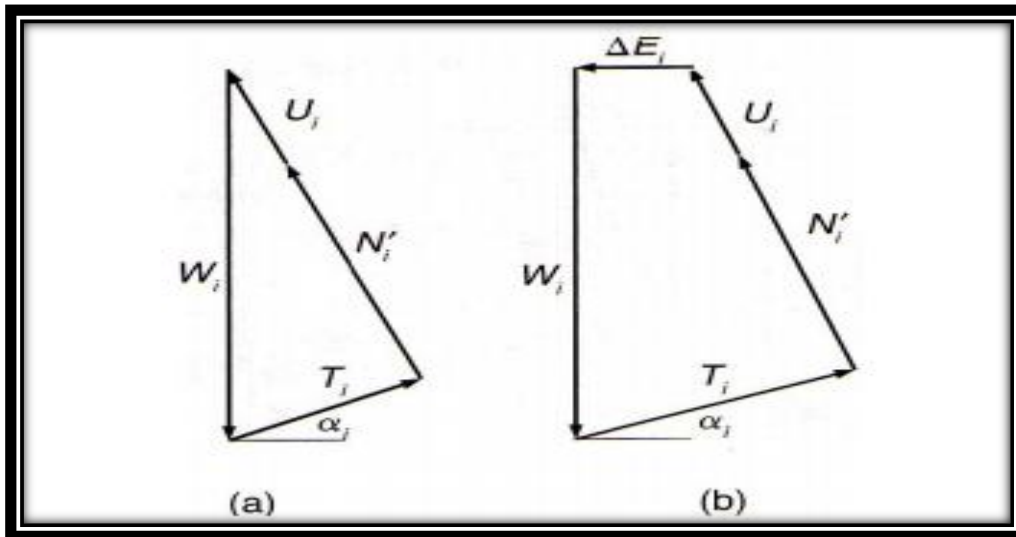


Figure 2.10: Polygone des forces a) méthode de Fellenius, b) méthode de Bishop simplifiée

En remplaçant l'expression de  $N_i$  dans l'équation (2.7) :

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n c_i l_i + \sum_{i=1}^n (\cos \alpha_i - u_i l_i) \tan \theta_i}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i} \tag{2.8}$$

**2.3.5.4. Méthode de Bishop**

La méthode suppose une surface de glissement circulaire. Elle néglige les forces verticales entre les tranches.

La méthode de Bishop vérifie l'équilibre des moments ainsi que l'équilibre vertical pour chaque tranche, mais elle néglige l'équilibre horizontal des forces.

Le polygone de force résultant est montré dans la Figure (2.8b). Ici,  $T_i$  peut être écrit comme:

$$T_i = \sum_{i=1}^n \frac{\tau_{f,i}}{F_s} l_i = \frac{1}{F_s} [\sum_{i=1}^n C_i' l_i + \sum_{i=1}^n N_i' \tan \theta_i']$$

Du polygone de force Figure (2.2b) :

$$W_i = T_i \sin \alpha_i + N_i' \cos \alpha_i + U_i \cos \alpha_i$$

Substituant  $U_i = u_i l_i$ , et pour  $T_i$  dans l'équation ci-dessus:

$$W_i = \frac{1}{F_s} [\sum_{i=1}^n C_i' l_i + \sum_{i=1}^n N_i' \tan \theta_i'] \sin \alpha_i + N_i' \cos \alpha_i + U_i \cos \alpha_i$$

$$N_i' = \frac{W_i - \frac{C_i l_i \sin \alpha_i}{F_s} - u_i l_i \cos \alpha_i}{\cos \alpha_i + \frac{\sin \alpha_i \tan \theta_i'}{F_s}} \quad (2.9)$$

En substituant  $l_i = b_i / \cos \alpha_i$ , et l'expression ci-dessus du  $N_i'$  dans l'équation (2.7) :

$$\frac{\sum_{i=1}^n C_i l_i + \sum_{i=1}^n N_i \tan \theta_i}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i}$$

$$F_s \times \sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i = \sum_{i=1}^n \left( \frac{C_i' b_i}{\cos \alpha_i} \right) + \sum_{i=1}^n \left( \left( \frac{W_i - \frac{C_i l_i \sin \alpha_i}{F_s} - u_i l_i \cos \alpha_i}{\cos \alpha_i + \frac{\sin \alpha_i \tan \theta_i'}{F_s}} \right) \tan \theta_i' \right)$$

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n (C_i' b_i + (W_i - u_i b_i) \tan \theta_i') \left( \frac{1/\cos \alpha_i}{1 + \frac{\tan \alpha_i \tan \theta_i'}{F_s}} \right)}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i} \quad (2.10)$$

La valeur du coefficient de sécurité  $F_s$  est calculée par approximations successives, en partant d'une première valeur sélectionnée qui peut être celle obtenue par la méthode de Fellenius [27] ;[26]

Bien que la méthode simplifiée de Bishop ne permette pas de calculer directement le coefficient de sécurité comme la méthode de Fellenius, les valeurs de  $F_s$  obtenues par cette méthode sont beaucoup plus proches de celles obtenues par des méthodes plus précises qui prennent en compte les forces entre tranches [29]

## Conclusion

A la fin de ce chapitre, il est bien clair que la méthode de Fellenius est limitée aux calculs à la main et aux fins de démonstration seulement, alors que la méthode de Bishop simplifiée a été largement utilisée pour des analyses de stabilité depuis de nombreuses années, cette méthode est courante parce que le coefficient de sécurité dans la plupart des cas peut être calculé avec une précision adéquate. Cependant, cette méthode a des limites pour satisfaire à la fois l'équilibre force et moment.



# **Chapitre 3**

## **Modélisation du barrage**

**avec logiciel talren v4**

### Introduction

Aujourd’hui, ils existent plusieurs logiciels utilisés pour les calculs des glissements, mais chaque logiciel a ses propres algorithmes (méthodes de résolutions et paramètres de modélisation). On peut donc obtenir suivant la méthode de résolution utilisée, des informations plus ou moins variées.

En ce qui concerne l’étude de glissement présentée dans ce mémoire, nous utiliserons un logiciel de calcul basé sur la méthode d’équilibre limite appelé Talren v4 [17].

### 3.1. Présentation du logiciel

Le Talren 4 est un programme qui permet d’analyser la stabilité des sols et déterminer la surface de rupture potentielle. Le programme Talren v4 permet de calculer le coefficient de sécurité le plus faible, ce programme possède aussi des coefficients de pondérations selon la norme adoptée. Afin de mieux comprendre le mode de fonctionnement et les facultés de ce logiciel, on propose le plan récapitulatif suivant résumant les différentes étapes à suivre [17].

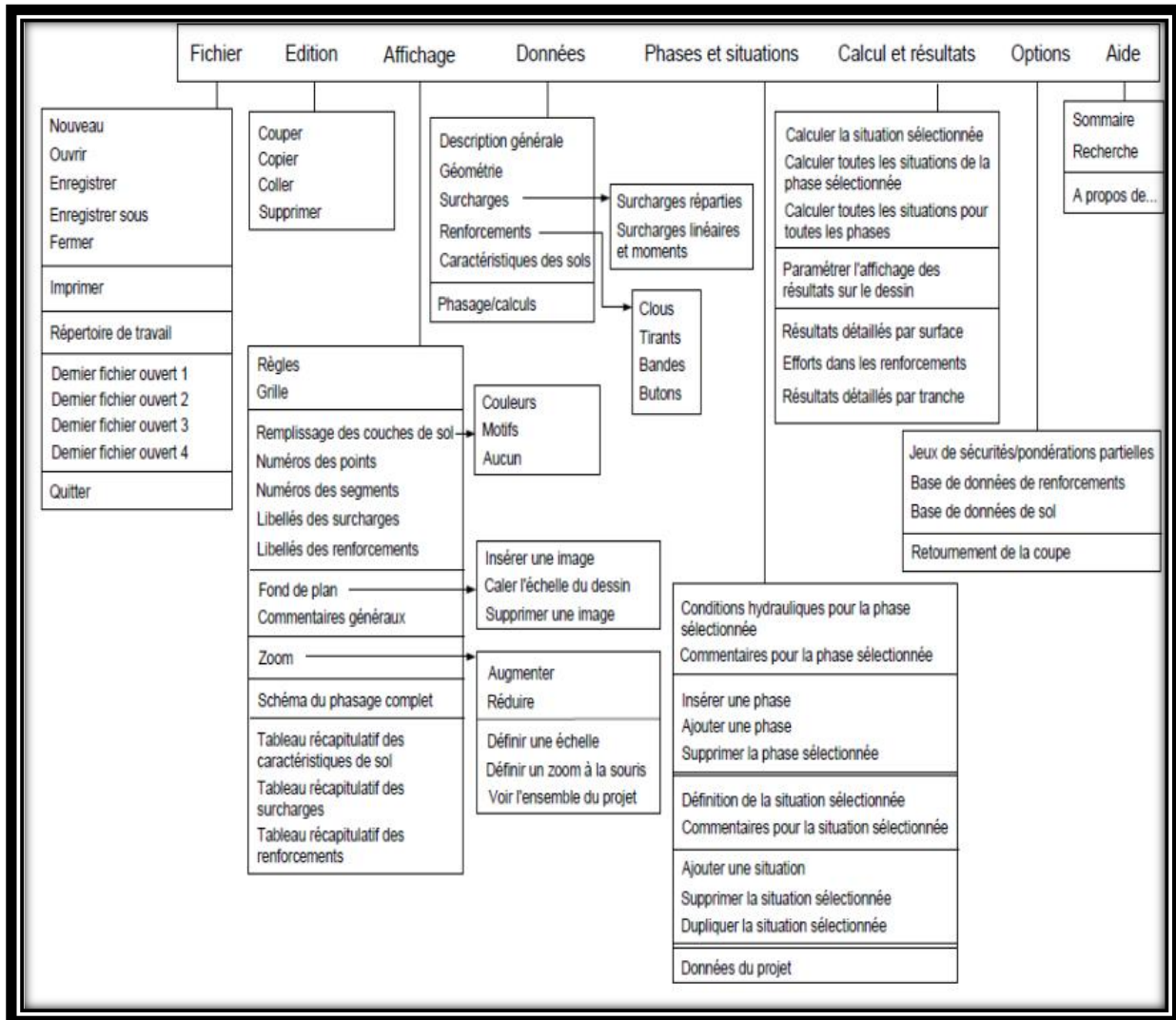


Figure3.1 : plan de fonctionnement du Talren v4.

### 3.2. Etapes de modélisation


1. Lancer le logiciel **TALREN 4** en cliquant sur l'icône ; apparait alors la fenêtre de démarrage qui suit



Figure 3.2 : Interface du logiciel Talren

2. L'interface graphique interactive de **TALREN v4** apparait comme sur la figure qui suit :

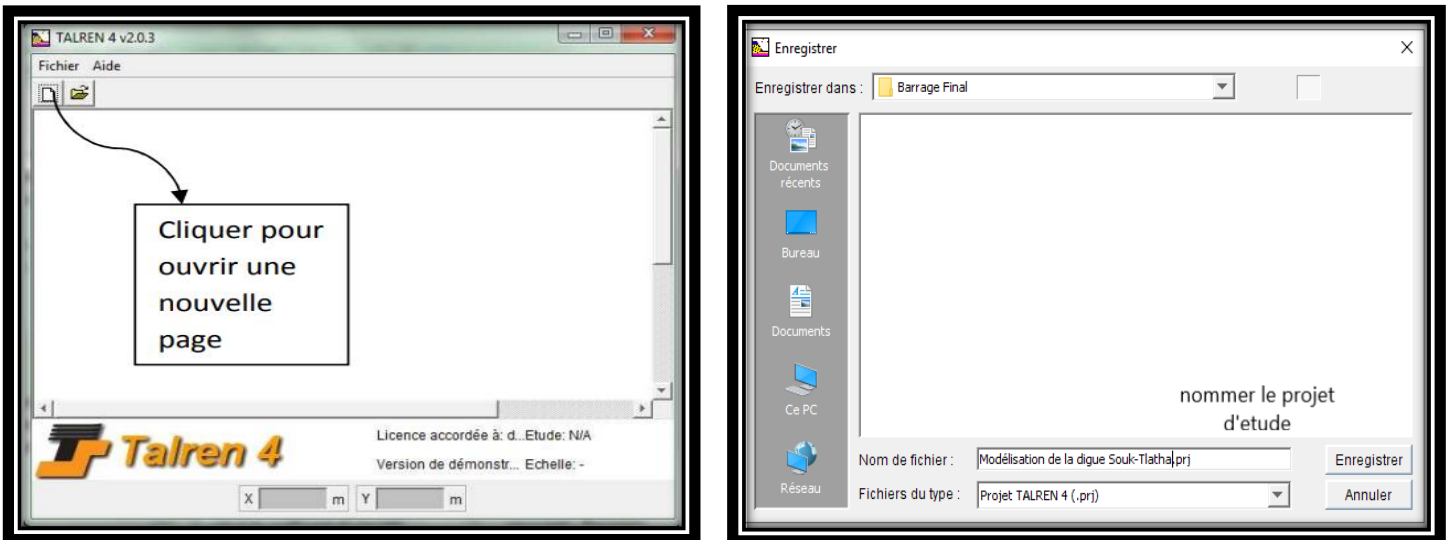


Figure 3.3 : boîte de dialogue pour l'enregistrement du projet.

3. Il faut remplir la fenêtre de la description générale (Menu Données) et saisir Xmin, Xmax et Ymax. Ces dimensions permettent de "fermer" automatiquement le modèle par des frontières verticales à gauche et à droite, et de calculer automatiquement l'enveloppe du terrain par exemple. Il est donc très important de les définir de façon adaptée au projet. Et choisir la méthode de calcul parmi les quatre dont dispose le logiciel

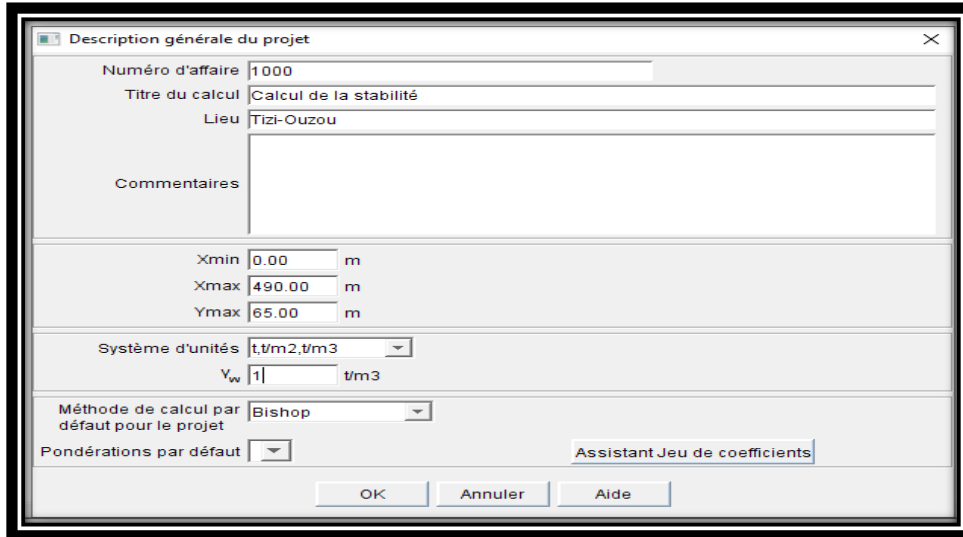


Figure 3.4: Description générale du projet.

4. Il faudra alors remplir l'Assistant Jeu de coefficients ; choisir la pondération désirée et cliquer sur la flèche allant vers la gauche afin de l'exporter et remplir toutes les cases vides avec la valeur 1 (unité) ; une fois ces opérations achevées cliquer sur ok deux fois et on peut alors débiter la modélisation.

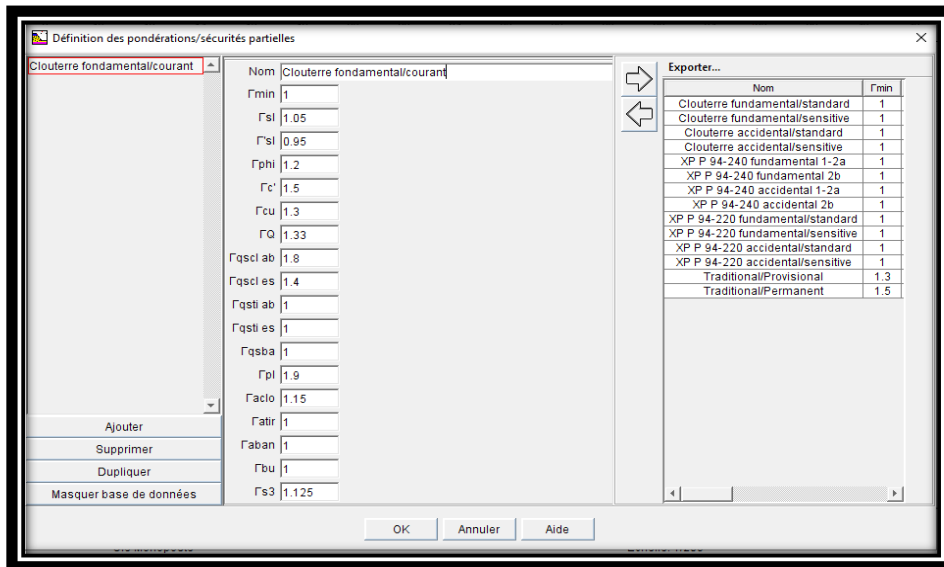


Figure 3.5 : Boite de dialogue pondération/sécurités partielles.

5. On procède maintenant à la définition de la géométrie du projet qu'on peut obtenir soit en cliquant sur le crayon dans la barre des Données ; ce qu'on voit ci-dessous :

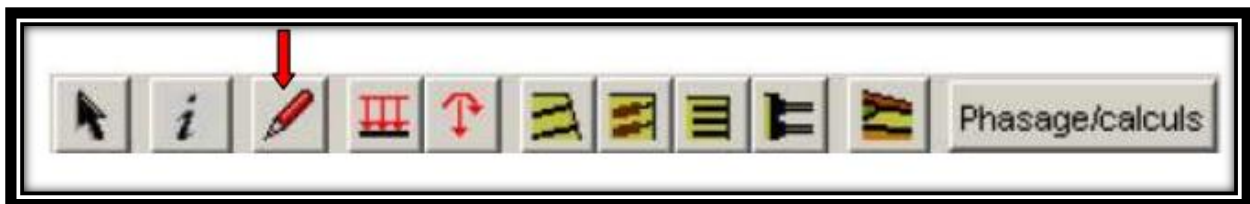


Figure 3.6 : La barre de boutons contextuelle "Données". [manel talren4]

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

- Outil "Sélection".
- Description générale du projet.
- Dessin de lignes géométriques.
- Dessin de surcharges (surcharges réparties puis torseurs).
- Dessin de renforcements (clous, tirants, bandes puis butons).
- Définition des jeux de caractéristiques de sol (ouverture d'une boîte de dialogue).
- Basculement en mode "Phasage/Calculs".

Ou alors, en se servant de la définition des points et segments manuels et ce en cliquant sur Données puis Géométrie, alors apparaîtra le tableau pour remplir les différents

Points et les segments :

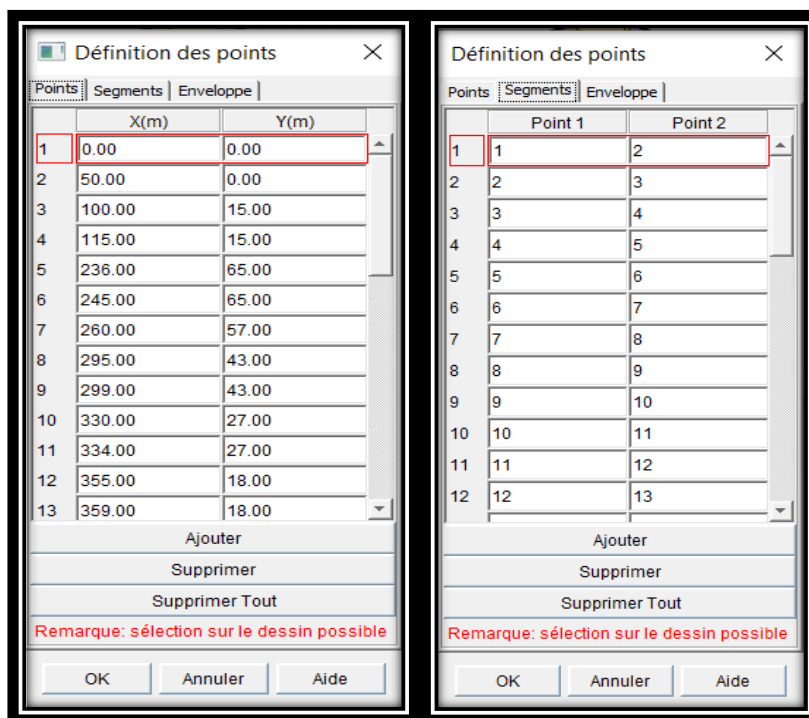


Figure 3.7 : boîte de dialogue Géométrie

Le schéma obtenu est donné ci-dessous :

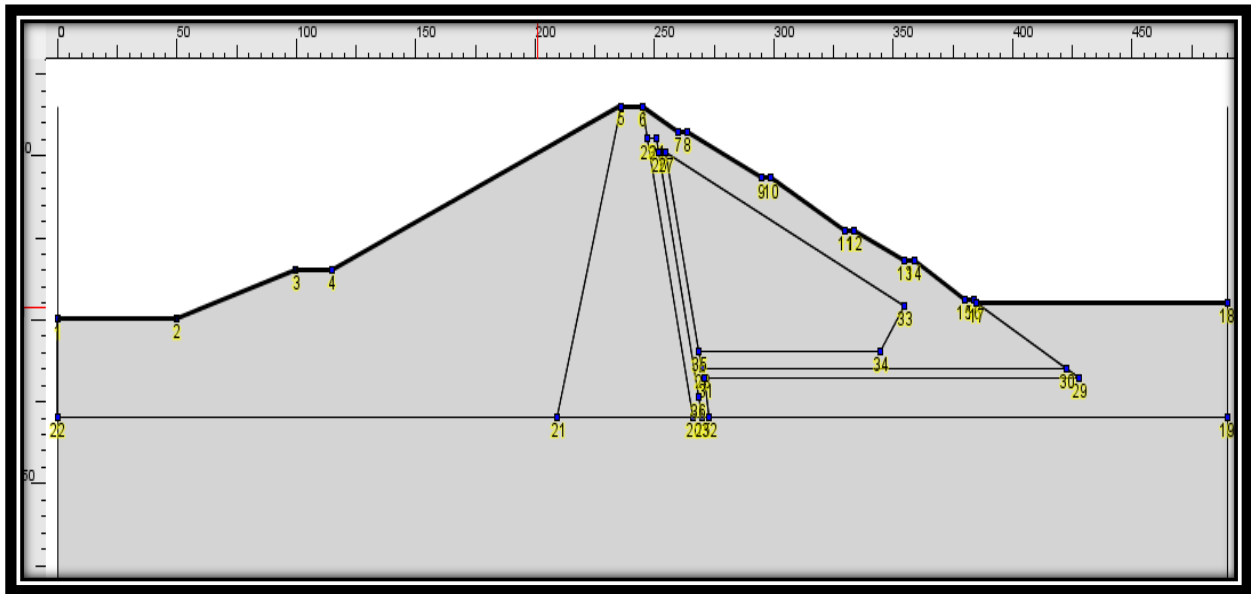



Figure 3.8 : la géométrie du barrage Souk -Tlatha avec talren v4.

6. Il faut introduire les caractéristiques mécaniques pour chaque couche de sol définie au préalable et ne pas omettre de donner un nom et une couleur pour chaque couche ; pour ce faire, on a le choix de cliquer sur soit :

- L'icône  de la barre de boutons contextuelle « Données».
- En sélectionnant « Données » sur le menu principal et choisir les caractéristiques des sols [17].

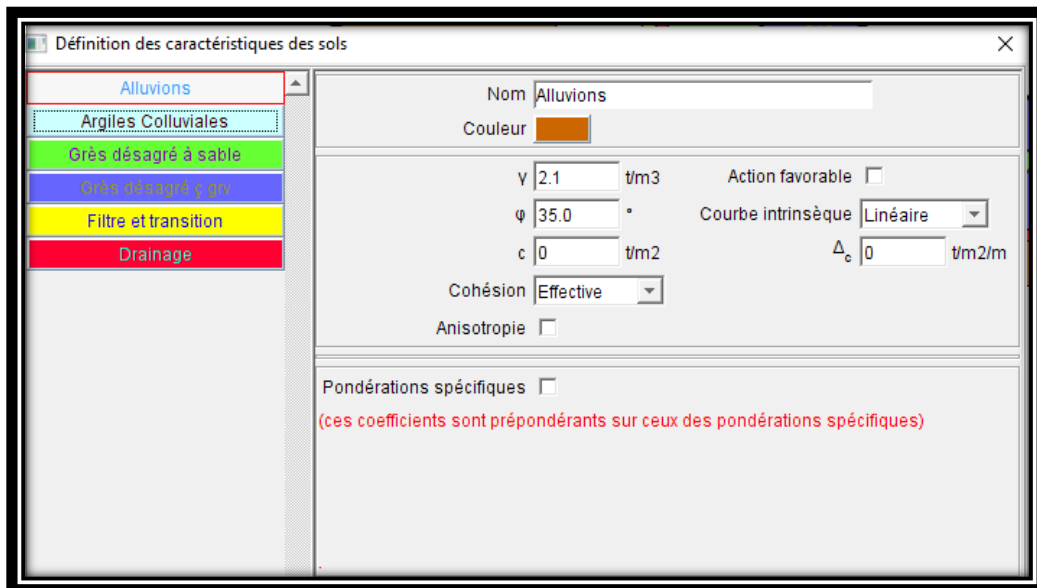
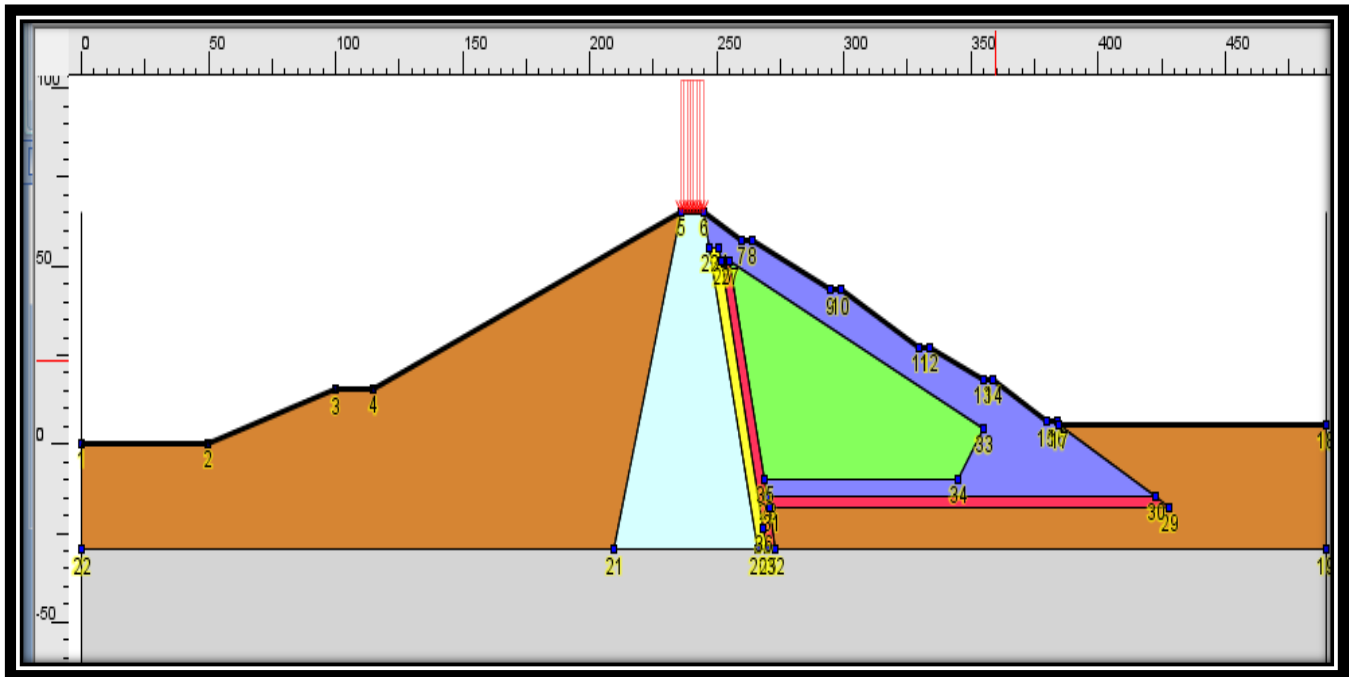


Figure 3.9: Caractéristiques des sols.

Dans la figure ci-dessous nous présente notre barrage d'étude avec ses différents sols caractéristiques :



Figures 3.10: schéma du barrage Souk-Tlatha

7. Dans TALREN 4, on a la possibilité de rajouter au projet des surcharges soit :

- via l'icône qui se trouve dans la barre de boutons contextuelle « Données ».
- soit dans la barre du menu principal « Données » en choisissant surcharge dans le menu déroulant.

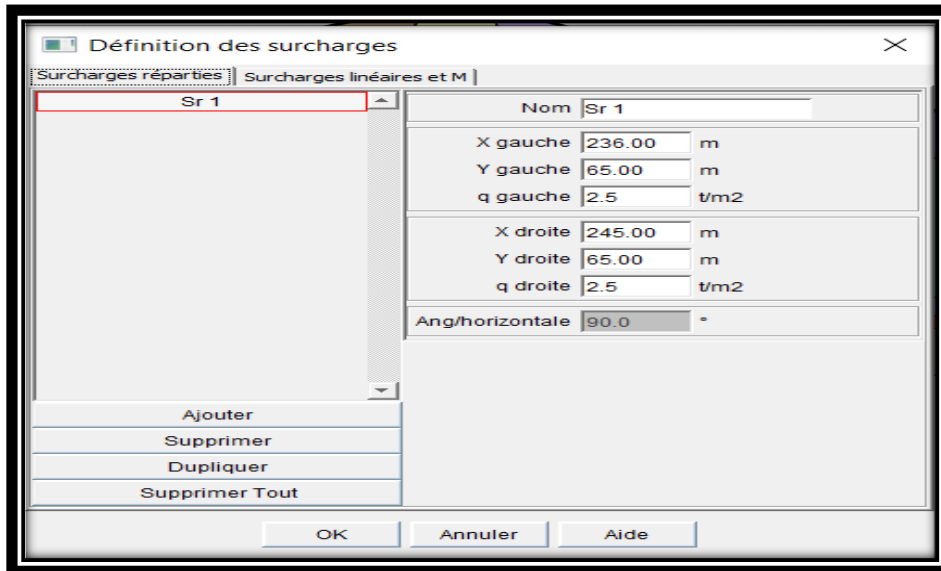



Figure 3.11: Définition des surcharges.

Ces surcharges peuvent être uniformément réparties (verticales), linéaires (inclinaisons quelconques) ou encore des moments.[5]

8. On accède à la définition des conditions hydrauliques par le menu "Phases et situations" puis l'option "Conditions hydrauliques pour la phase sélectionnée", soit par la même option dans le menu contextuel (clic droit sur le libellé d'une phase), soit encore par le bouton  de la barre de bouton contextuelle. La boîte de dialogue qui suit apparait, on a alors le choix de définir une nappe phréatique ou cliquer sur néant si le projet n'en dispose pas :

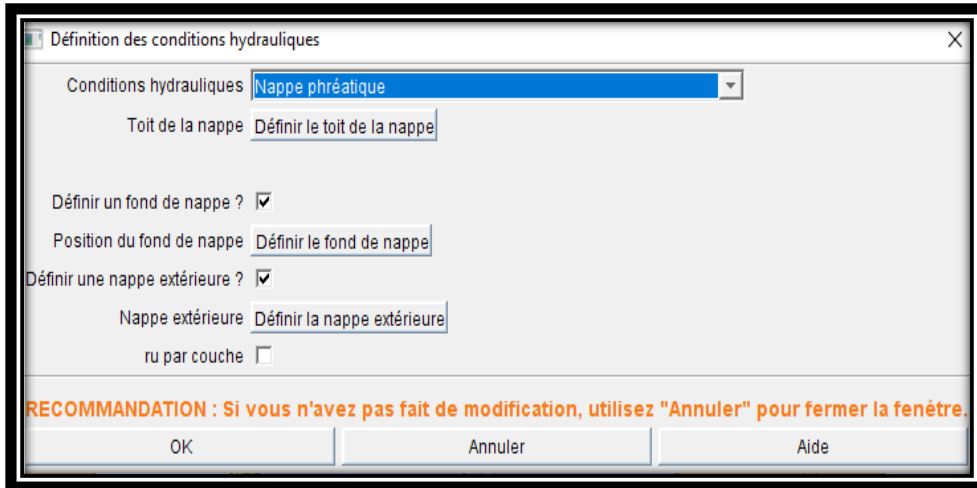


Figure 3.12 : Conditions hydrauliques.

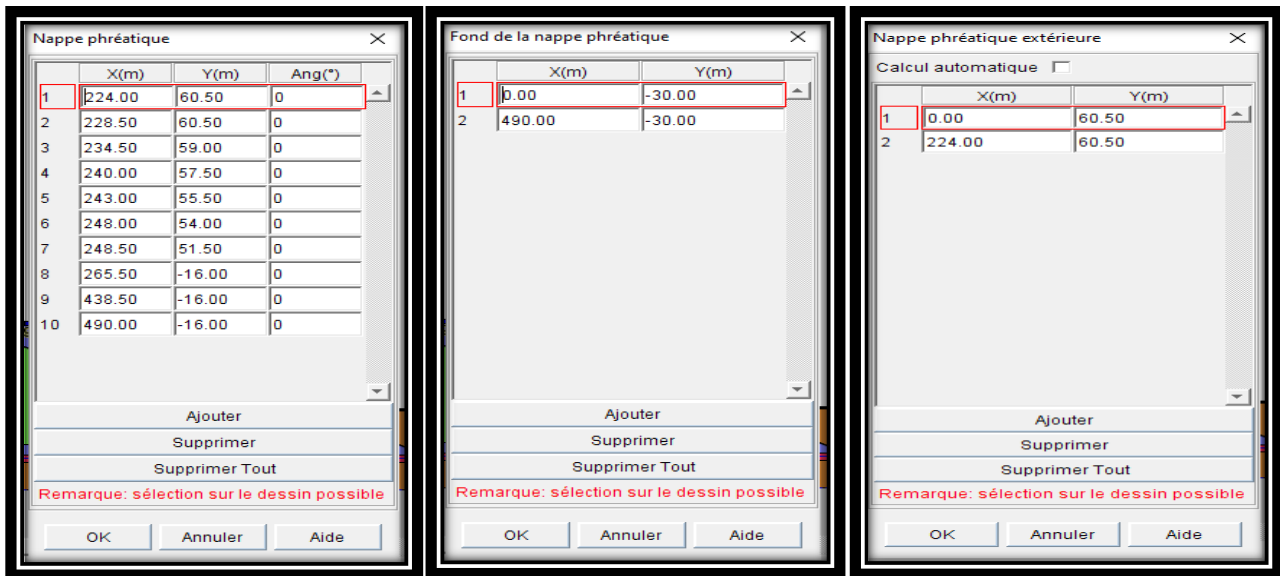



Figure 3.13 : Définition des points formant (Nappe phréatique, fond de nappe, nappe extérieure)

9. Pour définir ou modifier les propriétés d'une situation, on passe par le menu "Phases et situations" puis l'option "Définition de la situation sélectionnée", soit par la même option dans le menu contextuel (clic droit sur le libellé d'une situation), soit encore par le bouton  de la barre de boutons contextuelle.

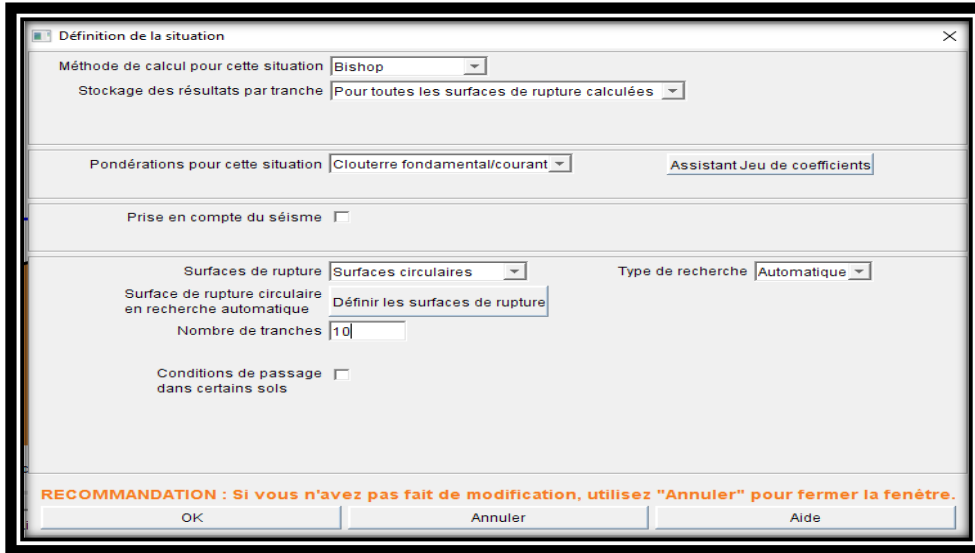


Figure 3.14: Définition de la situation sélectionnée

10. Calcul et exploitation des résultats : Le calcul dispose de 3 options :

- Calcul de la situation sélectionnée : menu "Calcul et résultats" ou bouton  $\Sigma$ .
- Calcul de toutes les situations de la phase sélectionnée : menu "Calcul et résultats" ou bouton  $\Sigma\Sigma$ .
- Calcul de toutes les situations de toutes les phases : menu "Calcul et résultats" ou bouton  $\Sigma\Sigma\Sigma$ .

### 3.3. Resultats de la modélisation

#### 3.3.1. Vérification du talus aval juste après la fin de la construction

Le barrage ne retient pas de l'eau et n'est soumis qu'à son poids propre (poids des remblais, rip rap, filtre ....) ce qui risquera de perturber sa stabilité vue sa hauteur et sa longueur qui sont assez importante. Les résultats obtenus par le logiciel Talren4 sont alors résumés par les figures suivantes.

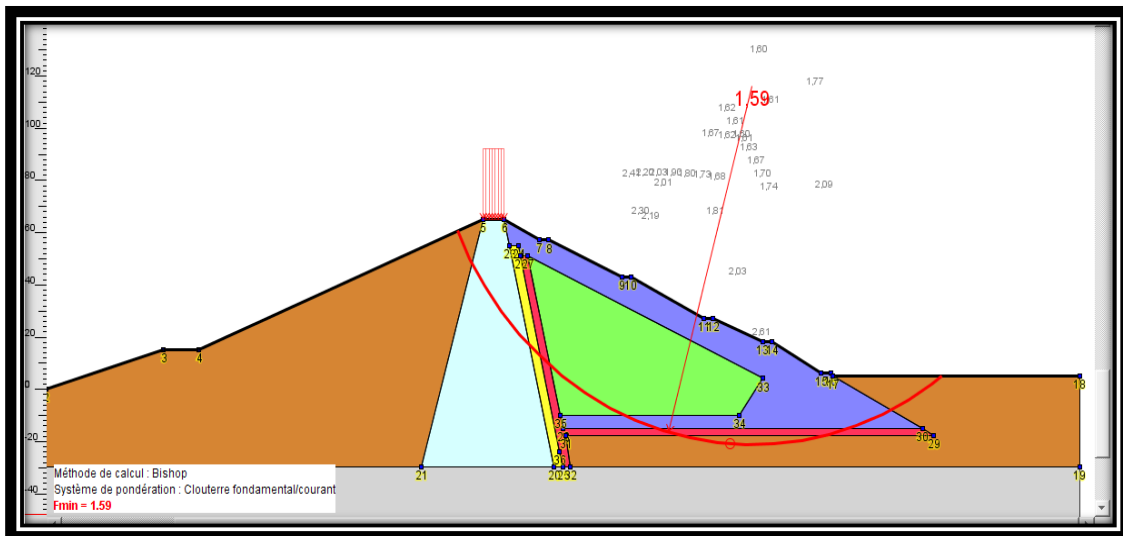


Figure 3.15: Vérification de la stabilité du barrage à vide (Méthode de Bishop)

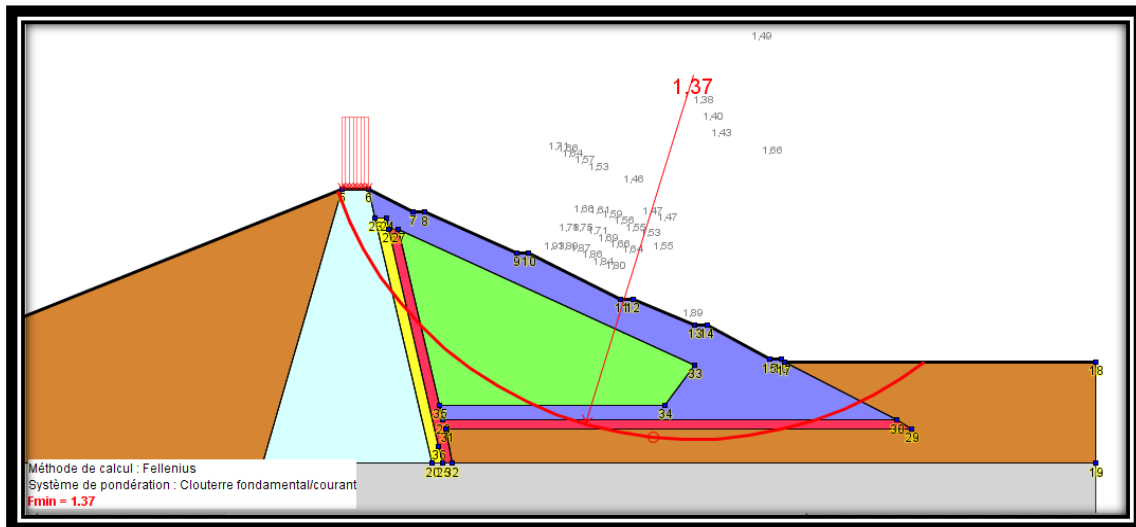


Figure 3.16: Vérification de la stabilité du barrage à vide (Méthode de Fellinius)

### Interprétation des résultats

Compte tenu des valeurs trouvées des facteurs de sécurité, nous constatons que :

$$F_{S_{\text{Bishop}}} = 1,59 > 1,4$$

$$F_{S_{\text{Fellinius}}} = 1,37 < 1,4$$

Nous pouvons alors conclure que le barrage est stable à la fin de la construction.

### 3.3.2. Vérification de la stabilité du barrage en service; Niveau de la retenue normal (NRN=122m)

Le barrage hors mis son poids propre est soumis à des différents efforts tels que les pressions hydrostatiques ou les forces de sous pression. Il est à noter ici que dans la partie amont du barrage, la ligne de saturation traverse plusieurs matériaux modifiant ainsi leurs caractéristiques intrinsèques.

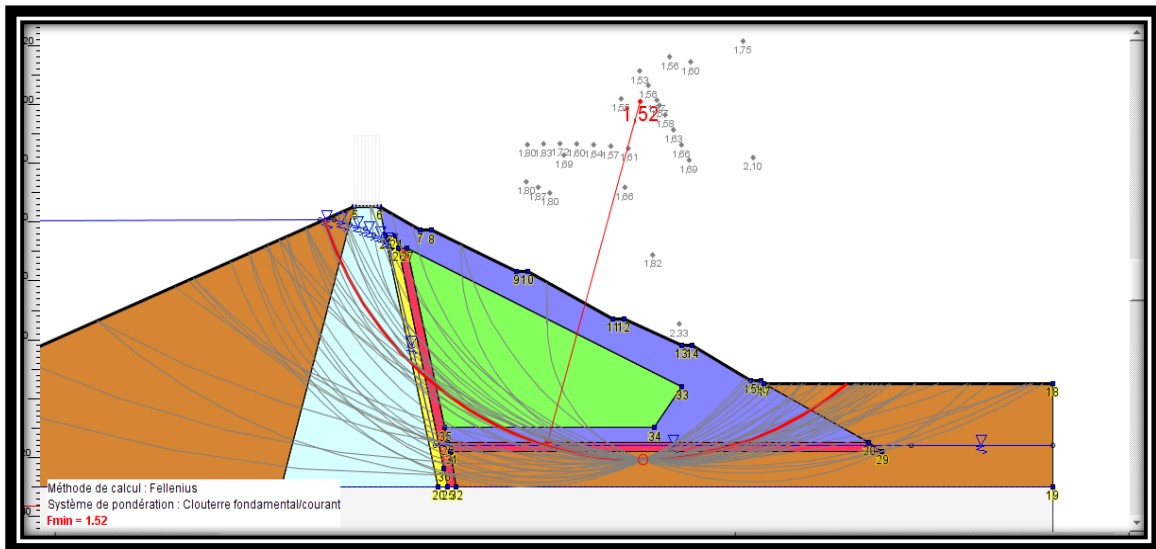


Figure 3.17 : Vérification de la stabilité du barrage en service (Méthode de Fellinius)

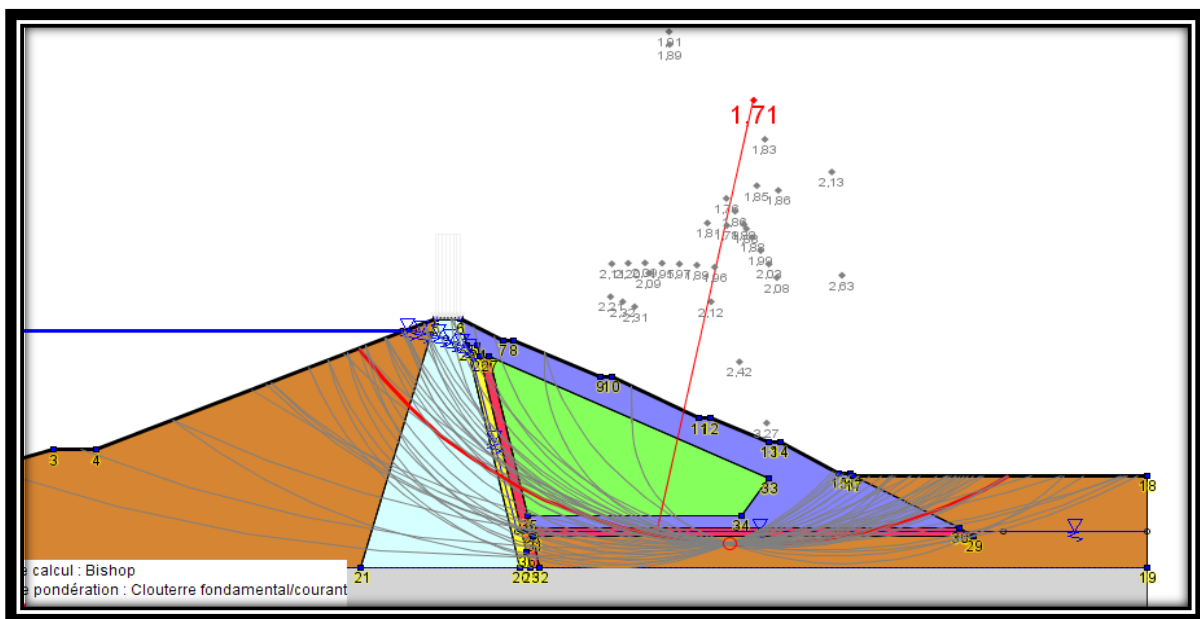


Figure 3.18: Vérification de la stabilité du barrage en service (Méthode de Bishop)

### Interprétation des résultats

Compte tenu des valeurs trouvées des facteurs de sécurité, nous constatons que :

$$F_{SBishop} = 1,71 > 1,4$$

$$F_{SFellinius} = 1,52 > 1,4$$

Nous pouvons alors conclure que le barrage est stable en service.

N° Tranche	DL	X(m)	Y(m)	A(rad)	GH(t)	YGS(m)	IS	u(t/m2)	UNE(t/m2)	RDS(t/m2)	SIG-TOT(t/m2)	TAU(t/m2)
1	23.09	229.9	49.99	1.14	27.5	56.24	1	10.16	0.0	0.0	12.25	1.08
2	23.09	241.46	30.13	0.95	65.9	47.56	2	26.4	0.0	0.0	34.13	3.16
3	23.09	256.56	12.8	0.76	97.1	35.98	2	6.68	0.0	0.0	35.57	8.25
4	23.09	274.67	-1.36	0.57	111.3	25.73	3	0.0	0.0	0.0	78.99	33.78
5	23.09	295.12	-11.85	0.38	114.3	15.84	4	0.0	0.0	0.0	98.67	49.3
6	23.09	317.19	-18.29	0.19	109.1	7.81	1	2.29	0.0	0.0	105.36	53.46
7	23.09	340.08	-20.45	0.0	95.3	2.08	1	4.45	0.0	0.0	95.26	47.1
8	23.09	362.96	-18.25	-0.19	74.6	-1.19	1	2.25	0.0	0.0	72.02	36.19
9	23.09	385.01	-11.77	-0.38	37.0	-3.38	4	0.0	0.0	0.0	31.86	15.92
10	23.09	405.45	-1.24	-0.57	13.8	1.88	1	0.0	0.0	0.0	9.74	5.05

Tableau 3.1 : Résultats détaillés par tranches (Surface Circulaire)

Méthodes	Bishop	Fellenius	Interprtations
Fin de construction	FS=1,59	FS=1,37	Dans ce cas, le coefficient de sécurité (Fs) est vérifié d'où notre barrage avant la mise en eau est stable. Les Forces horizontales (Pressions hydrostatiques) et les Forces verticales (sous pressions) sont nulles.
En service NNR=122m	FS=1,76	FS=1,52	Dans ce cas, le coefficient de sécurité (Fs) est vérifié d'où le barrage est stable ; aucun risque n'est à observer lors de sa mise en eau au niveau de de retenue normal.

Tableau 3.1 : tableau récapitulatif des résultats de la modélisation du barrage (parement aval).

## Conclusion

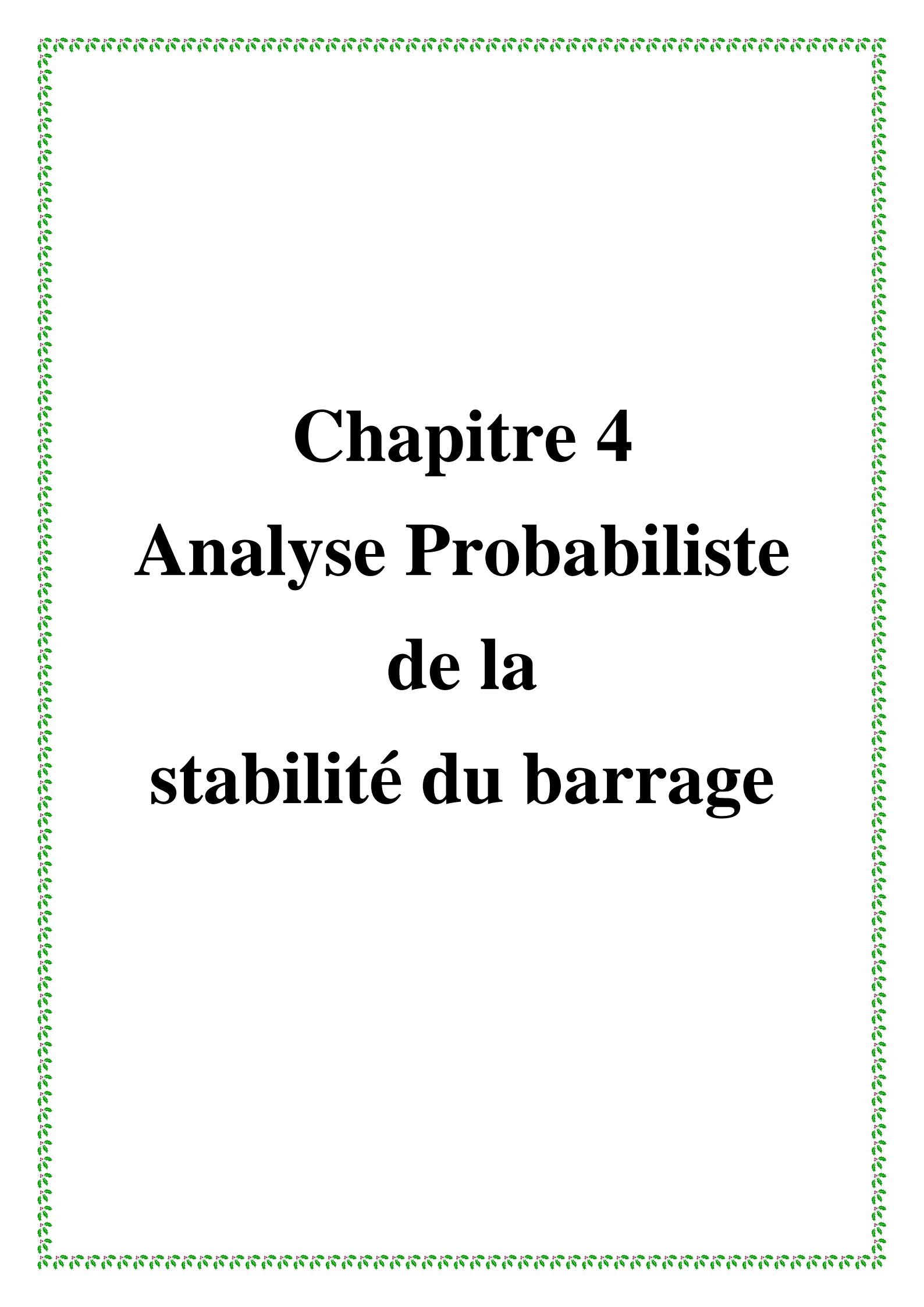
Dans ce chapitre, nous avons utilisé un logiciel d'ingénierie à savoir Talren v4 pour évaluer la stabilité de notre barrage.

L'étude avec le logiciel Talren4 nous a permis l'utilisation d'un moyen de calcul en vogue. La maîtrise de ce dernier et de ses fonctionnalités permet de calculer de différentes méthodes la stabilité et de réaliser différents cas de figures (introduction de surcharges, renforcements, nappe phréatique).

La modélisation avec talren nous a permis de vérifier que notre barrage est stable dans les deux cas de figures à savoir :

- ✓ Fin de construction.
- ✓ En période d'exploitation.

En effet, les valeurs des coefficients de sécurité obtenus confirment cette conclusion.



**Chapitre 4**  
**Analyse Probabiliste**  
**de la**  
**stabilité du barrage**

## 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 20ème siècle. (30)

La mécanique probabiliste correspond à un couplage entre

- D'une part, la modélisation d'un phénomène physique (ex. génie civil, génie mécanique, etc.)
- D'autre part, les mathématiques appliquées (ex. statistiques, théorie des probabilités et simulation numérique).

### 4.1. Approche Fiabiliste

L'approche fiabiliste tente une prise en compte de toutes les incertitudes affectant les propriétés des sols (36) et permet de conférer à la décision de l'ingénieur une plus grande objectivité (37). Elle suppose que les paramètres sont des échantillons statistiques définis par une moyenne, un écart type et une loi de distribution. L'analyse probabiliste des ouvrages comporte en pratique deux phases successives de traitement statistique des données puis de calcul probabiliste, suivies d'une phase d'examen des résultats et de décision. Le choix de l'interface entre les deux phases d'analyse, c'est-à-dire de la forme des données géotechniques qui serviront au calcul de l'ouvrage, a une importance primordiale pour la réussite de l'étude. Le champ des valeurs moyennes estimées de chaque propriété dans le massif de sol et le champ des erreurs d'estimation de ces mêmes propriétés en chaque point semblent constituer une bonne base de travail, dans l'état actuel de nos techniques d'analyse. (36)

### 4.2. Démarche d'une analyse fiabiliste

La fiabilité des structures a pour objectif d'évaluer la probabilité qu'une structure, soumise à des aléas (vibrations, température, chocs, fatigue, séisme,...etc.), soit capable de satisfaire l'intégralité de ces besoins et ce pour une durée de vie donnée.

L'analyse fiabiliste se fait suivant les trois démarches 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.

### 4.3. Variables aléatoires et loi de probabilité

Une variable aléatoire peut être sous forme continue ou discrète. Si l'ensemble des valeurs possibles pour cette variable est fini, c'est donc une variable discontinue, lorsque le nombre de valeur possibles est infini, la variable est dite continue. Définis comme aléatoires pour tenir compte des incertitudes qui

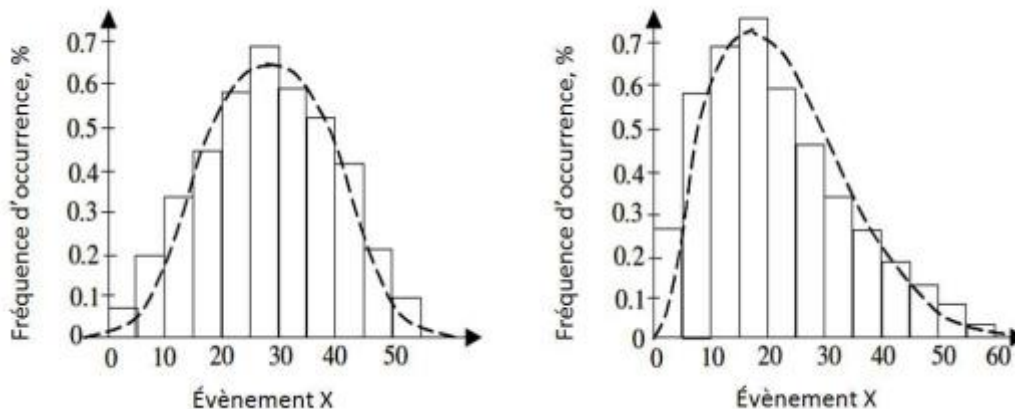
planent sur leur valeur. On les appelle alors variables aléatoires et on leur affecte une loi de probabilité qui décrit leur variabilité. On caractérise généralement les lois de probabilité par leur valeur moyenne, leur écart-type et le coefficient de variation.

### 4.3.1. Principales caractéristiques des variables aléatoires

Les paramètres statistiques les plus importants liés à la variabilité de la couche de sol sont la valeur moyenne, l'écart-type, l'asymétrie et les coefficients de corrélation entre les propriétés du sol. Une autre caractéristique importante est la longueur d'auto corrélation, ou échelle de fluctuation, qui décrit la variabilité spatiale d'une propriété du sol dans la direction horizontale et verticale. Comme l'information sur ce paramètre est assez limitée dans la littérature, elle est ignorée dans cette étude. Toutefois, son examen peut contribuer à réduire l'incertitude du modèle. Pour définir tous ces paramètres, nous devons recueillir beaucoup de données expérimentales sur les propriétés du sol à l'aide de tests in situ et en laboratoire.

La variabilité de ces données peut alors être tracée graphiquement sous forme d'histogrammes ou de diagrammes de fréquence, comme le montre la **Figure (4.1)**.

L'utilisation des histogrammes, permet de vérifier la cohérence des données d'un certain événement et d'identifier les tendances, les biais dans les mesures, les erreurs dans les résultats et les valeurs aberrantes.



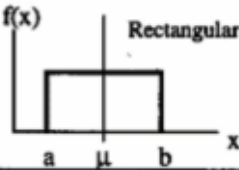
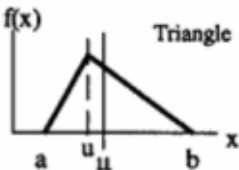
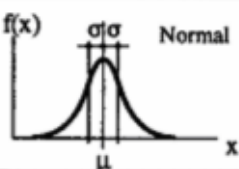
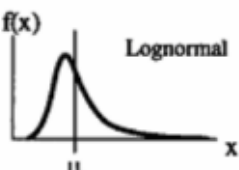
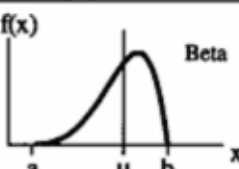
**Figure 4.1** : Diagramme de fréquence d'un événement donné et fonctions de densité de probabilité [Lemaire2005]

### 4.3.2. Lois de distribution

On trouve, dans la littérature, un grand nombre de lois de distribution décrivant les variables aléatoires. Les plus utilisées pour décrire les incertitudes en génie civil sont :

- La loi normale,
- La loi log normale,
- La loi bêta.

Les caractéristiques, de ces lois, sont données dans le **tableau (4.1)** ci-dessous.

 <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>	$-\infty < \mu < +\infty$ $\sigma > 0$ $\mu$ $\sigma$	$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right)$ $F(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right) dx$	
 <p>Lognormal</p>	$\lambda, \zeta$ $\mu = \exp\left(\lambda + \frac{\zeta^2}{2}\right)$ $\sigma = \mu \sqrt{\exp(\zeta^2) - 1}$	$f(x) = \frac{1}{\zeta x \sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \lambda}{\zeta}\right)^2\right)$ $F(x) = \int_0^x \frac{1}{\zeta x \sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \lambda}{\zeta}\right)^2\right) dx$	
 <p>Beta</p>	$-\infty < a < b < +\infty$ $r, s \geq 1$ $\mu = a + (b-a) \cdot \frac{r}{r+s}$ $\sigma = \frac{b-a}{r+s} \sqrt{\frac{r \cdot s}{r+s+1}}$	$f(x) = \frac{\Gamma(r+s)}{\Gamma(r) \cdot \Gamma(s)} \cdot \frac{(x-a)^{r-1} (b-x)^{s-1}}{(b-a)^{r+s-1}}$ $F(x) = \frac{\Gamma(r+s)}{\Gamma(r) \cdot \Gamma(s)} \cdot \int_a^x \frac{(u-a)^{r-1} (b-u)^{s-1}}{(b-a)^{r+s-1}} du$	

**Tableau 4.1** : Principales lois de distribution (Selon Schneider, 1997).

#### 4.4. Critère de défaillance et fonction d'état limite

L'évaluation de la sécurité structurale commence par la définition du mode de défaillance que l'on veut étudier, c'est-à-dire la localisation de l'élément de structure concerné, les propriétés mécaniques des matériaux, les sollicitations soumises ainsi que le modèle liant résistance et sollicitations. Notons que le niveau de fiabilité obtenu dépendra donc du mode de défaillance choisi.

Le mode de défaillance permet ainsi de définir la marge de sécurité ou fonction d'état limite à respecter. Cette fonction d'état limite, notée  $g$ , fait intervenir différents paramètres géométriques ou physiques du système étudié. Notons :

- R la résistance du matériau constitutif de la structure.
- S les sollicitations imposées à la structure.

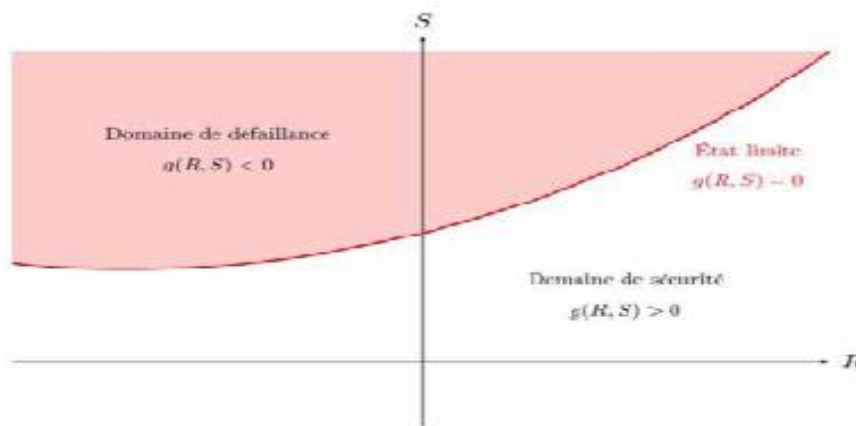
On peut écrire la marge de sécurité  $M$  et la fonction d'état limite  $g$  sous la forme générale :

$$M=g(R, S)$$

La frontière entre ces deux sous espaces est une hyper surface d'équation  $G(Y)=0$ . Elle est appelée surface d'état limite ou surface de défaillance.

En se plaçant dans l'espace physique, espace formé par R et S, on remarque que la fonction d'état limite permet de diviser l'espace physique de trois domaines (**Figure 4.2**)

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



**Figure4.2:** Domaine de défaillance, état limite et domaine de sécurité

#### 4.4.1. Probabilité de défaillance

La théorie de la fiabilité permet donc, à partir d'une fonction d'état limite et des lois de probabilité associées à ces variables aléatoires, de connaître la probabilité de la défaillance  $P_f$  de la structure. En considérant une structure de résistance R soumise aux sollicitations S, on peut définir un critère d'état limite tel que :  $R \geq S$

#### 4.5. Méthode de Monte Carlo

Les méthodes Monte-Carlo désignent une famille de méthodes algorithmiques visant à calculer une valeur numérique approchée en utilisant des procédés aléatoires, c'est-à-dire des techniques probabilistes. Le nom de ces méthodes, qui fait allusion aux jeux de hasard pratiqués à Monte-Carlo, a été inventé en 1947 par Nicholas Metropolis, et publié pour la première fois en 1949 dans un article coécrit avec Stanislaw Ulam.

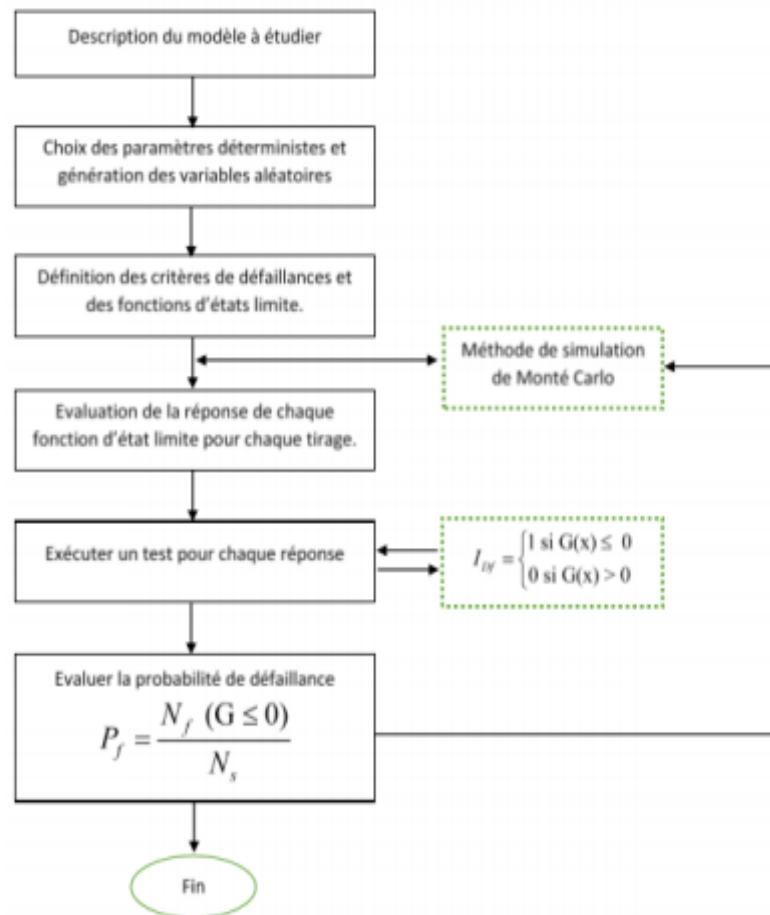
##### ❖ Étapes de la méthode Monte-Carlo

La méthode Monte-Carlo peut se résumer dans les étapes suivantes :

1. Définir les fonctions d'état limites

2. Associer à chaque paramètre variable une distribution adéquate (normale, log-normal, Gumbel.. etc.)
3. Générer  $N_t$  tirages pour chaque paramètre
4. Évaluer la valeur de la fonction d'état limite, et selon le cas :
  - S'il y a défaillance, incrémenter le compteur des cas défaillants par rapport au nombre de tirage effectués.
  - S'il n'y a pas de défaillance, il n'y a pas d'incrément.
5. Répéter 1 a  $N_t$  jusqu'à ce qu'un nombre suffisant de tirage soit atteint (courbe de convergence)
6. Estimer la probabilité en fonction du nombre des cas de défaillants par rapport au nombre total des tirages effectués ; et déduire la probabilité de défaillance.(33)

L'organigramme d'évaluation de la probabilité de défaillance en utilisant la méthode de simulation de Monte Carlo est décrit dans la **figure (4.3)**



**Figure 4.3** : Organigramme du calcul de la probabilité de défaillance en utilisant la méthode des simulations de Monte Carlo.

### 4.6. 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 L'objectif d'un modèle de simulation peut être simplement descriptif et consiste à :

- ✓ Étudier le comportement d'un système sous différentes hypothèses d'évolution de l'environnement,
- ✓ 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.

#### 4.6.1. Présentation du logiciel Matlab

Matlab est un logiciel 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... 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.

#### 4.6.2. Estimation de la probabilité de défaillance

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.

#### 4.6.3. Génération de nombres aléatoires

Pour les besoins de la simulation, nous utilisons un générateur de variables aléatoire. Aussi 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.

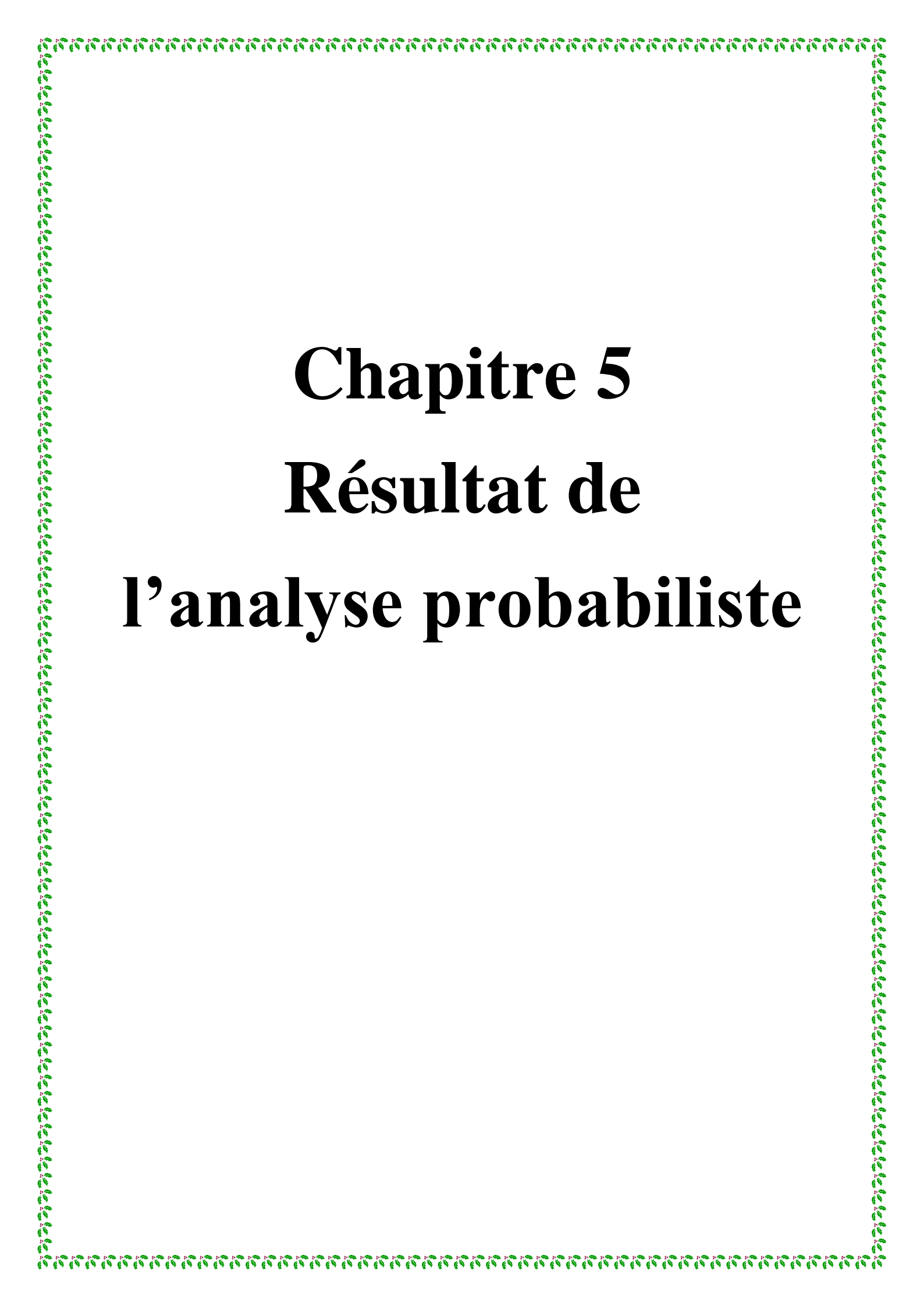
#### 4.6.4. Choix des variables aléatoires

La modélisation, du comportement des barrages, 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 relatives aux propriétés physiques et mécaniques du sol. 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.

### Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté les différentes étapes à suivre pour réaliser une analyse probabiliste, et ainsi obtenir la valeur de la probabilité de défaillance du barrage. Les résultats obtenus seront présentés dans le chapitre suivant.





# **Chapitre 5**

## **Résultat de**

### **l'analyse probabiliste**

## Introduction

L'analyse paramétrique 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. 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.

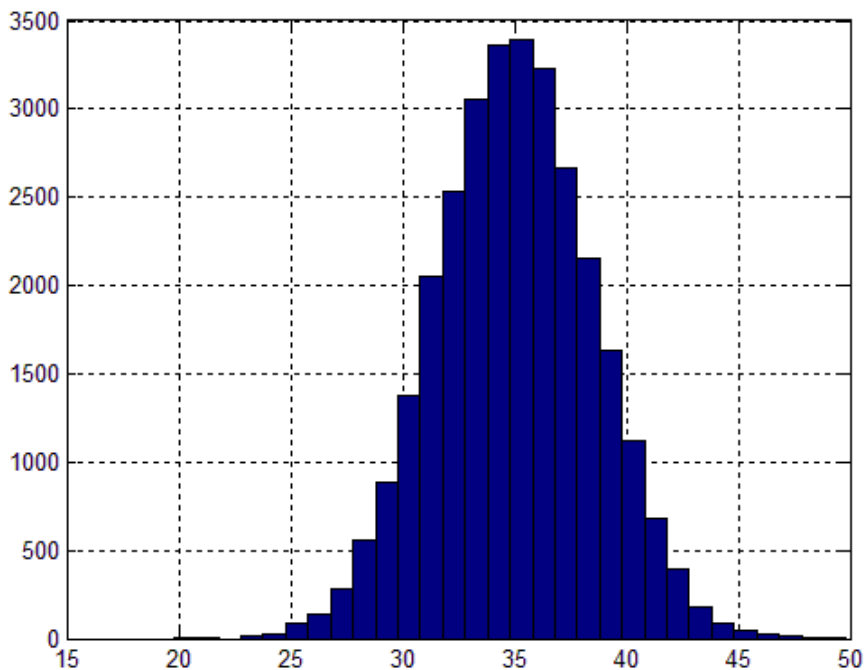
Dans le cadre de cette étude, une première étude semi-probabiliste sera réalisée. Cette première analyse permettra l'analyse par un plan d'expérience numérique de la stabilité du barrage de souk-Tlatha. Par la suite, une étude fiabiliste sera réalisée. Cette deuxième analyse aura pour objectif la détermination de la probabilité de défaillance du barrage.

### 5.1. Tableau de variation des différents paramètres du barrage.

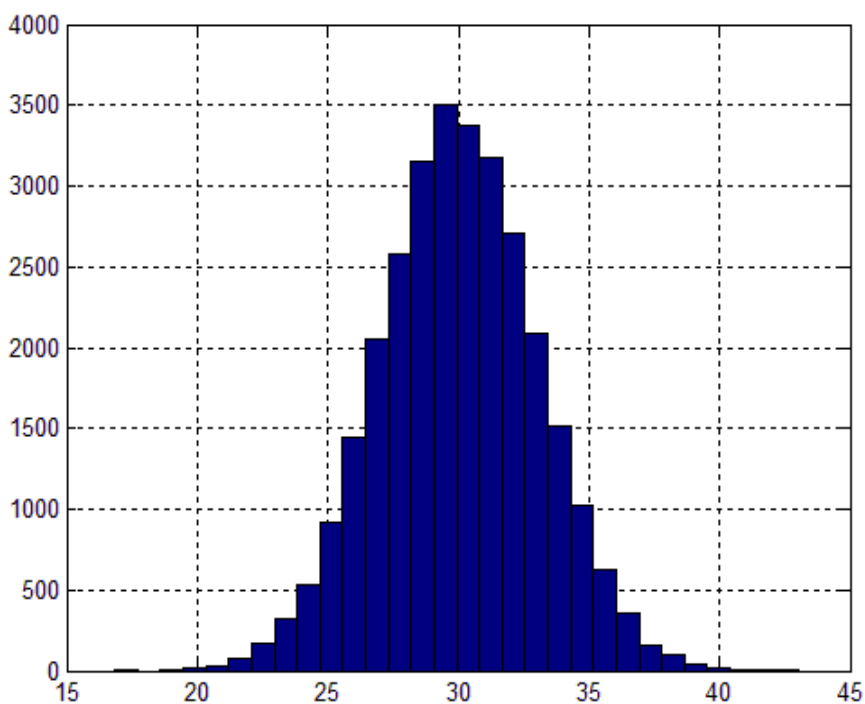
Dans le cadre de cette étude, nous considérons comme variable aléatoire la cohésion et les angles de frottement des matériaux constituant la digue. En l'absence de résultats expérimentaux, nous adoptons pour tous les paramètres une loi normale avec une moyenne correspondant aux données du projet (**Tableau 5.1**).

Concernant l'écart type il sera déterminé à partir du coefficient de variation admis généralement qui est de l'ordre de 10%. En tenant compte de la génération des différentes variables aléatoires, nous déterminons les deux valeurs caractéristiques minimale et maximale.

La valeur correspondant à 5% de la population cumulée de notre échantillon sera notée valeur minimale. La valeur correspondant à 95% de la population cumulée de notre échantillon sera notée valeur maximale. Sur la **figure (5.1 5.2 5.3)**, nous présentons le résultat de la génération des angles de frottement des alluvions, des grès à sable et des grès à gravier. A partir de cet échantillon, nous obtenons le (**Tableau 5.2**).



**Figure 5.1:** Echantillon représentant la variabilité de l'angle de frottement des alluvions constituant la digue.



**Figure 5.2 :** Echantillon représentant la variabilité de l'angle de frottement des grès à sable constituant la digue

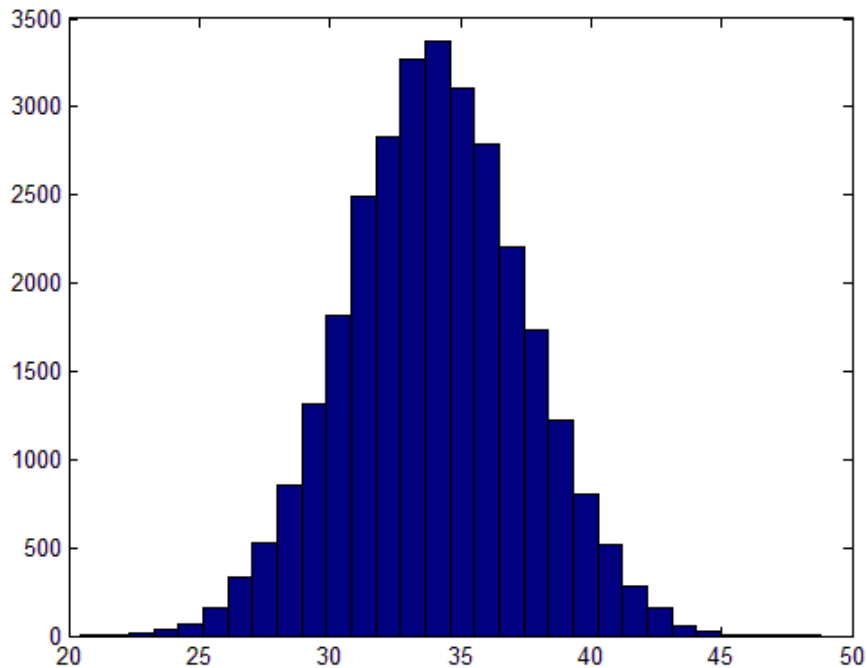


Figure 5.3 : Echantillon représentant la variabilité de l'angle de frottement des grès à gravier constituant la digue

Tableau 5.1 : domaine de variation des paramètres du sol

Paramètre	Cohésion			Angle de frottement		
	Moy	Cv	Ecart type	Moy	Cv	Ecart type
Alluvions	0	10%	0	35	10%	3,5
Argile	1,9	10%	0,19	18	10%	1,8
gres à sable	0	10%	0	30	10%	3
gres à gravier	0	10%	0	34	10%	3,4
filtre transition	0	10%	0	32	10%	3,2
Drainage	0	10%	0	35	10%	3,5

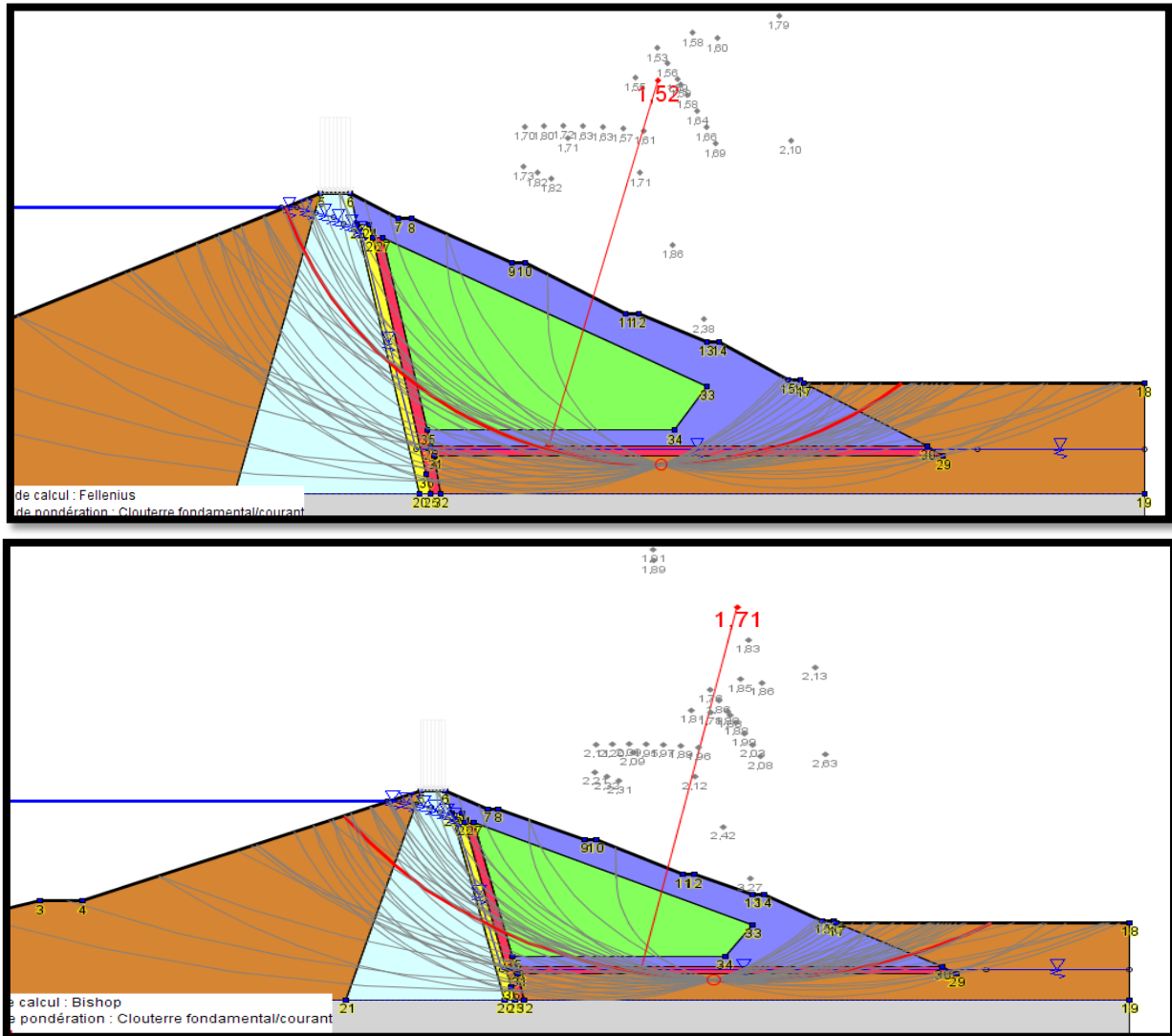
Tableau 5.2 : domaine de variation des paramètres du sol

Paramètre	Cohésion			Angle de frottement		
	5% (min)	Moy	95% (max)	5% (min)	Moy	95% (max)
Alluvions	0	0	0	25	35	45
Argile	1.5	1,9	2.3	12.5	18	22.5
Grès à sable	0	0	0	21	30	38
Grès à gravier	0	0	0	25	34	44
Filtre transition	0	0	0	24	32	40
Drainage	0	0	0	25	35	45

**5.2. Analyse semi probabiliste de la stabilité du barrage.**

En considérant les valeurs caractéristiques définies ci-dessus, nous déterminons à l'aide de Talren v4 le cercle de glissement le plus probable ainsi le coefficient de sécurité correspondant. Nous précisons que trois simulations sont à chaque fois réalisés pour chaque paramètre à savoir la valeur moyenne et les deux valeurs extrêmes. Dans ce qui suit, nous présentons les résultats obtenus.

**5.2.1. Facteurs de sécurité obtenus avec les valeurs moyenne (cas de référence)**



**Figure5.4 :** Valeurs de Facteur de sécurité avec les données moyennes (Référence)

**5.2.2. Effet de la cohésion de l'argile constituant le noyau**

Dans ce cas, on fait varier la valeur de la cohésion de l'argile.

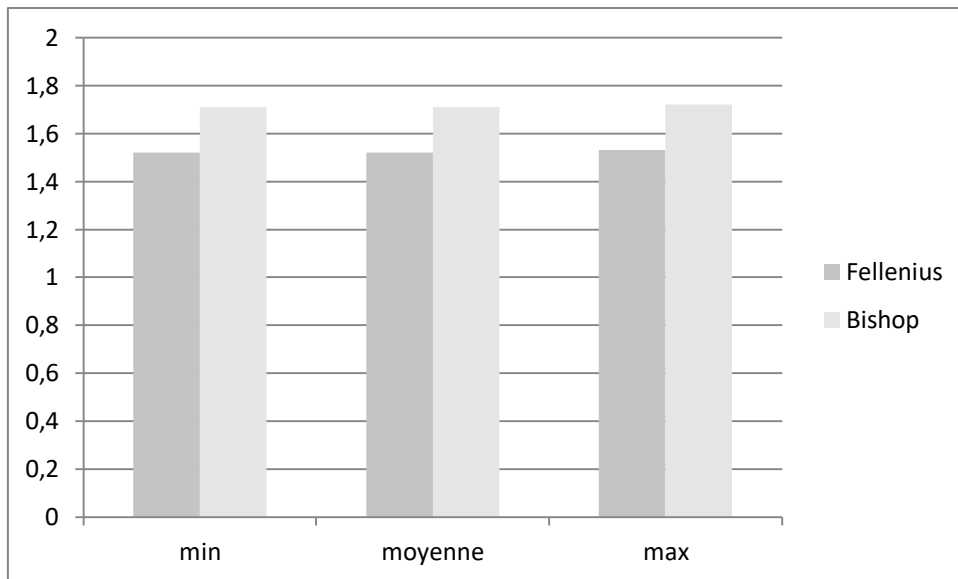


Figure 5.5: Evolution du coefficient de sécurité en fonction de la cohésion de l'argile du noyau

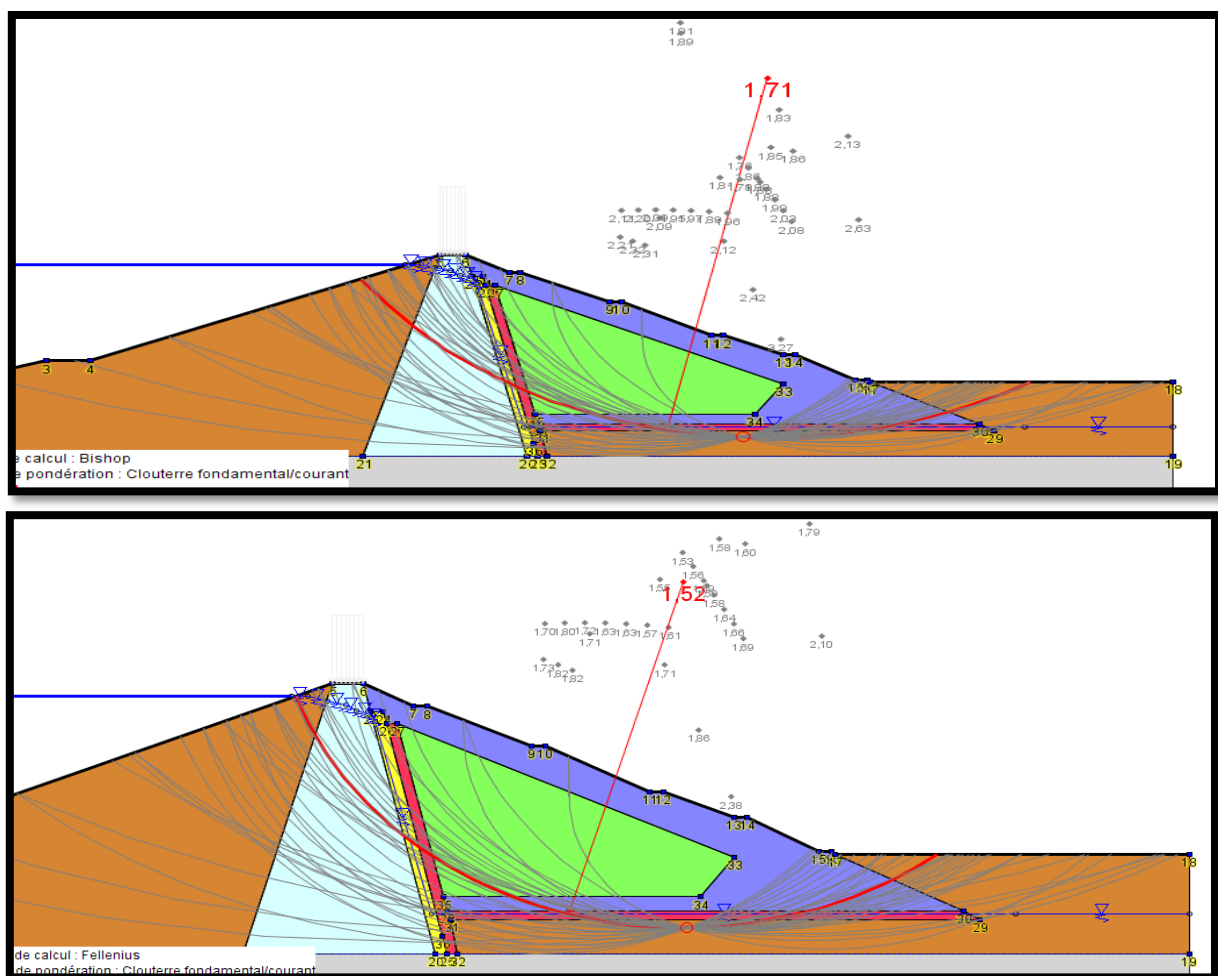


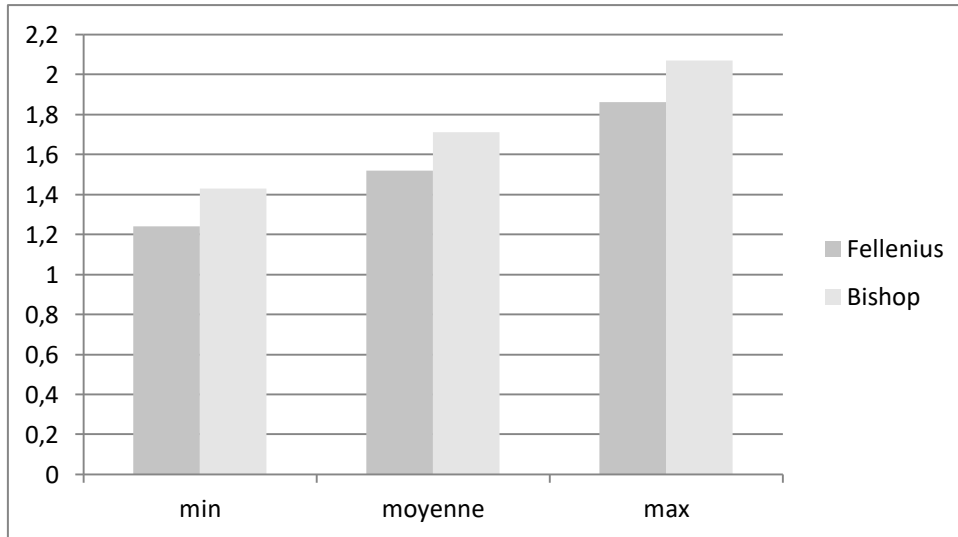
Figure 5.6 : Valeurs des Facteurs de sécurité avec les valeurs minimale, maximale de la cohésion

**Interprétation des résultats**

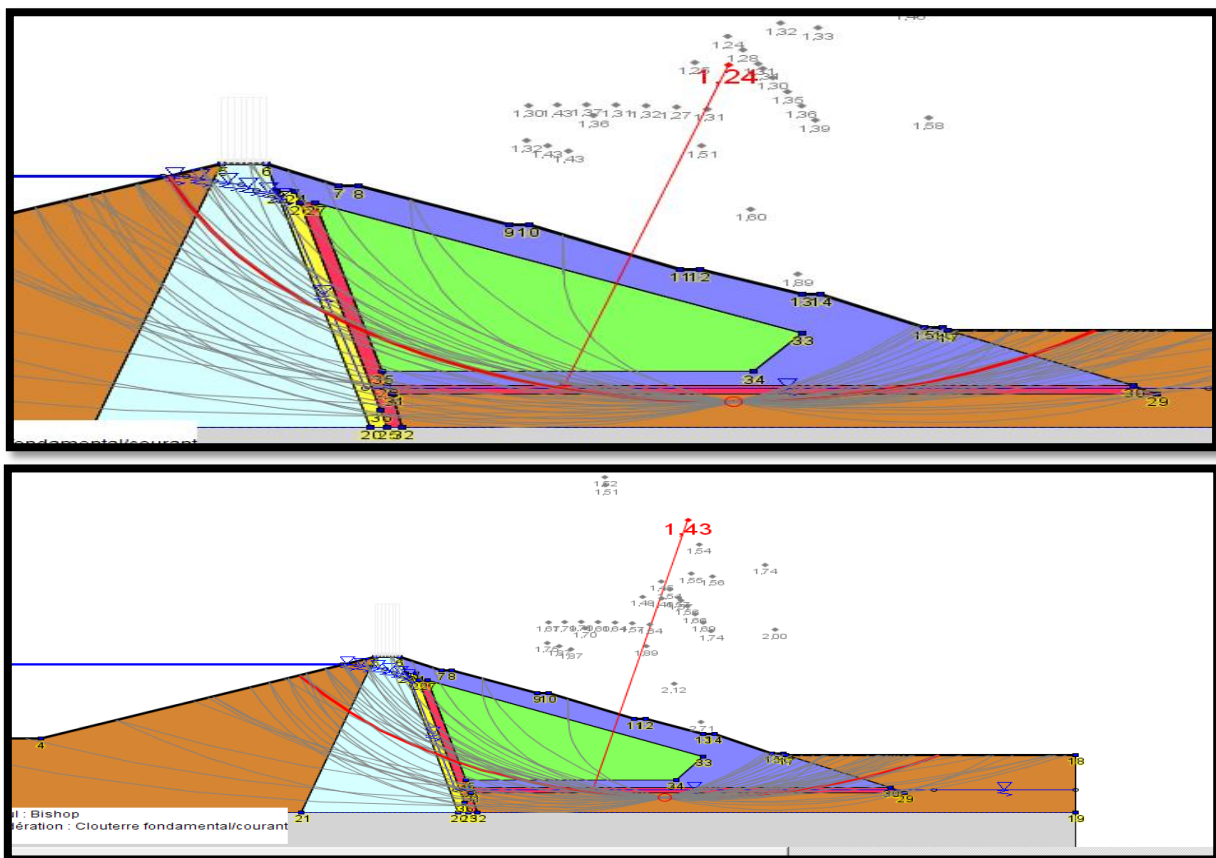
Les valeurs des facteurs de sécurité obtenues restent les mêmes, et cela quelque soit la valeur prise. Donc, le rôle du noyau est surtout d'assurer l'étanchéité du barrage.

**5.2.3. Effet de l'angle de frottement des alluvions**

Dans ce cas, on fait varier l'angle de frottement des alluvions.



**Figure 5.7 :** Evolution du coefficient de sécurité en fonction de l'angle de frottement des alluvions



**Figure 5.7.a:** Valeurs des Facteurs de sécurité (Valeur minimale de Phi des alluvions)

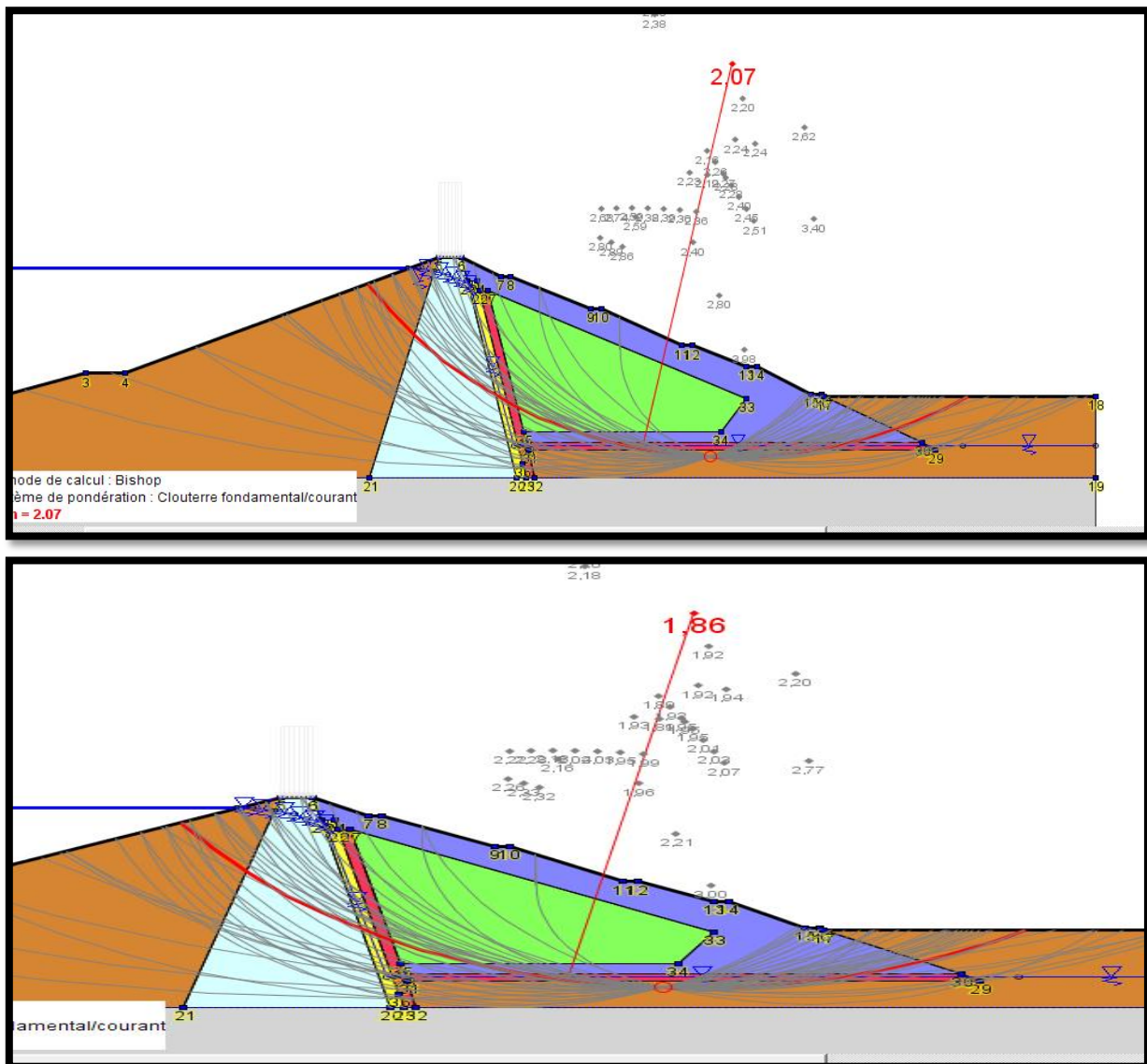


Figure5.7.b : Valeurs des Facteurs de sécurité (Valeur maximale de Phi des alluvions)

### Interprétation des résultats

D'après l'histogramme des facteurs de sécurité en fonction de l'angle de frottement des alluvions le coefficient diminue si l'angle de frottement diminue et ce dernier augmente si l'angle augmente alors on remarque bien qu'il y a une relation associative entre le facteur  $F_s$  et l'angle de frottement ( $\Phi$ ).

On remarque que le facteur de sécurité obtenu avec la méthode de Fellenius n'est pas vérifié ( $FS=1,24 < 1,25$ ), donc le barrage n'est pas stable dans ce cas.

5.2.4. Effet de l'angle de frottement de l'argile constituant le noyau

Dans ce cas, on fait varier l'angle de frottement de l'argile.

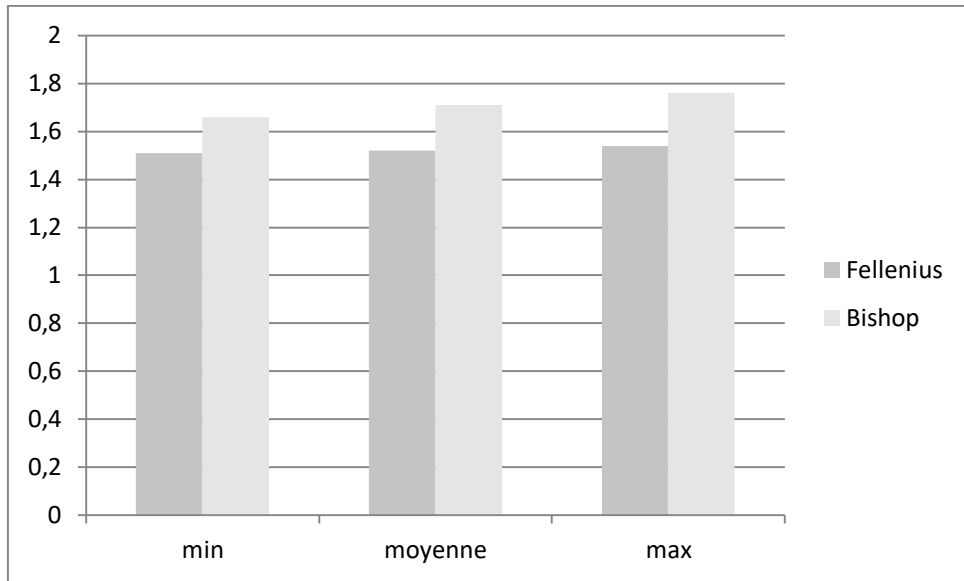


Figure 5.8 : Evolution du coefficient de sécurité en fonction de l'angle de frottement de l'argile constituant le noyau

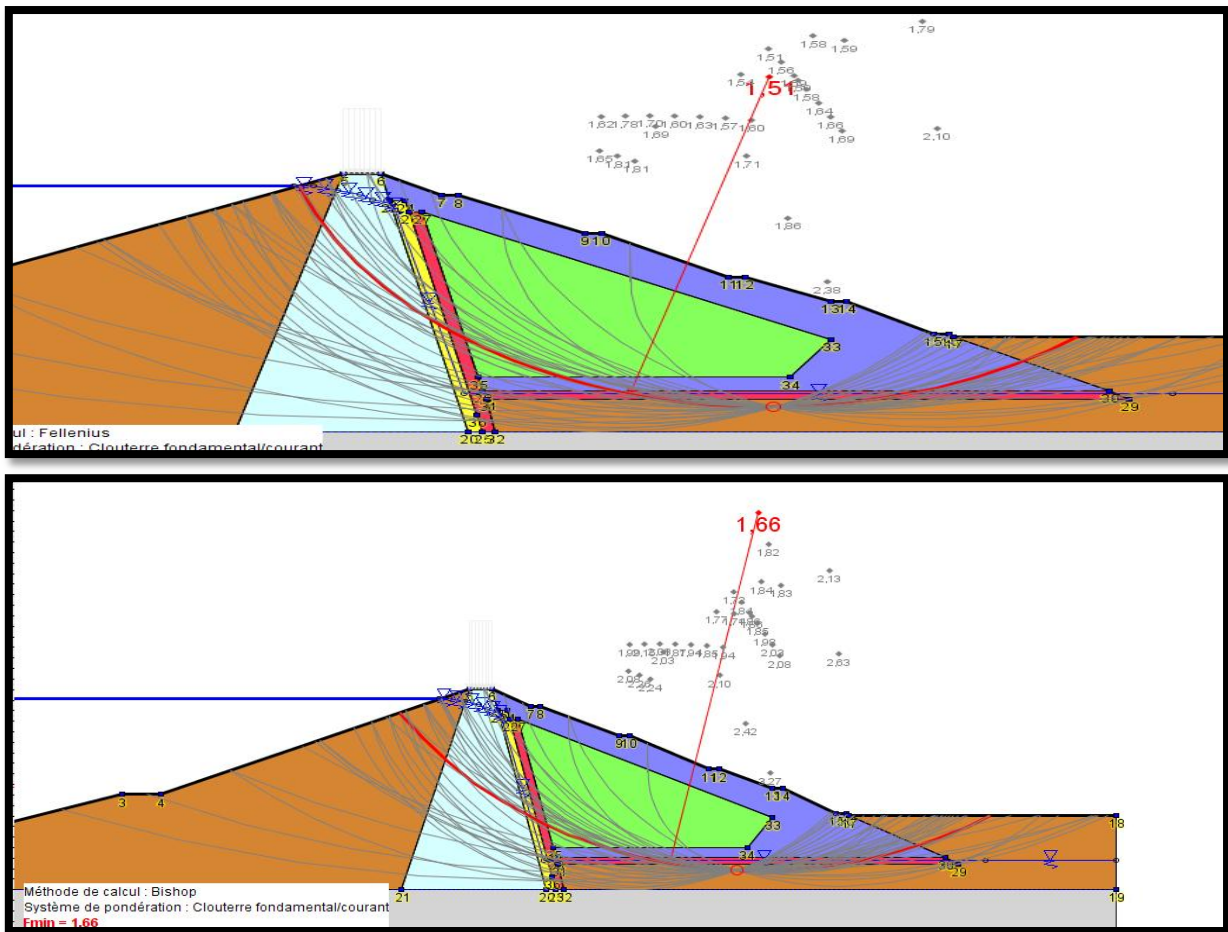


Figure 5.8.a: Valeurs des Facteurs de sécurité (Valeur minimale de Phi de l'argile)



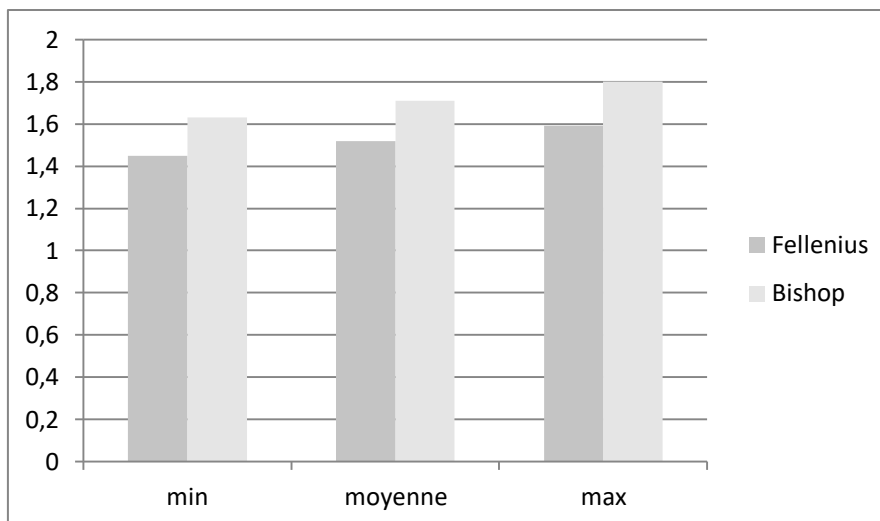


Figure 5.9 : Evolution du coefficient de sécurité en fonction de l'angle de frottement des grès à sable de barrage

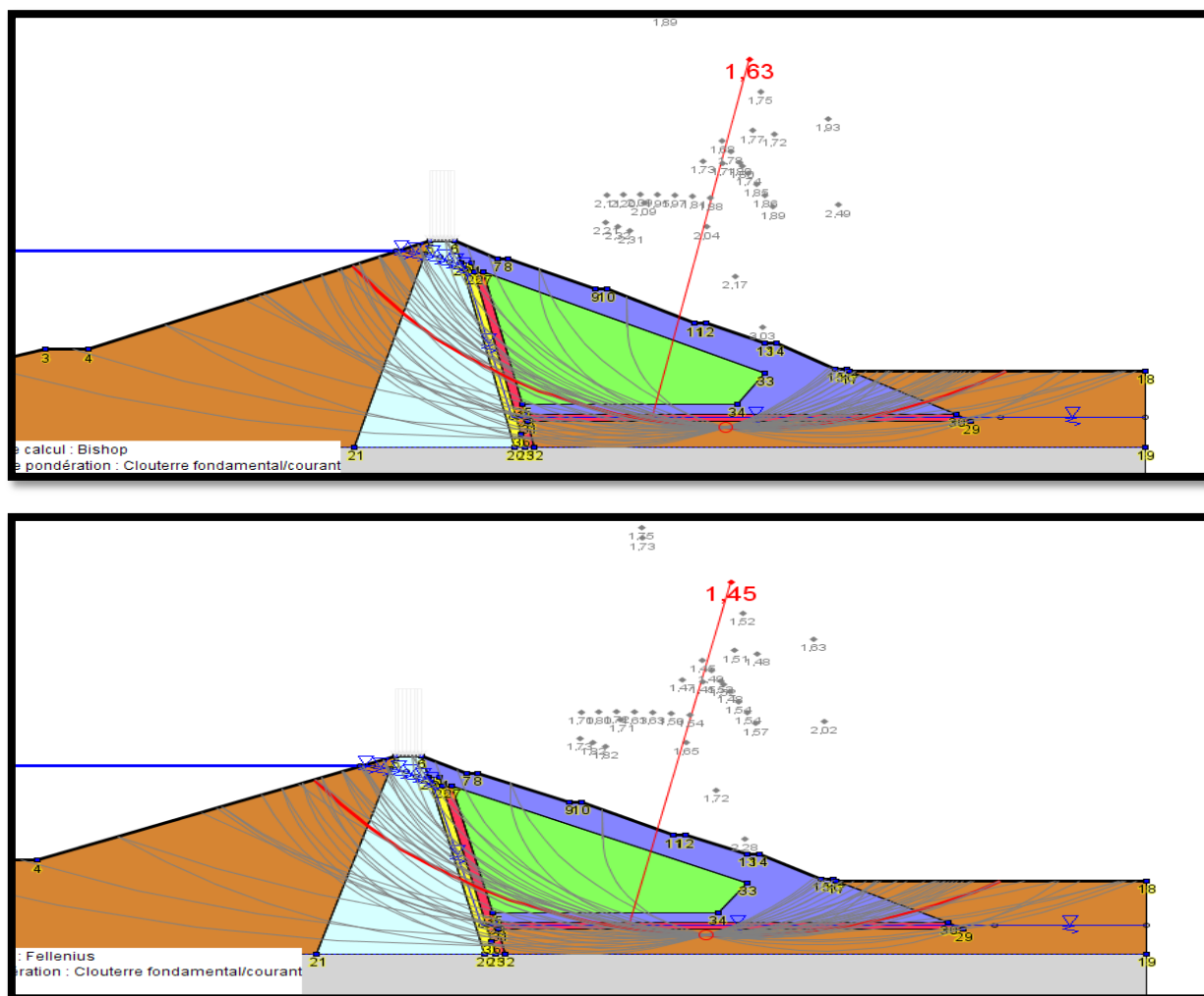


Figure 5.9.a: Valeurs des Facteurs de sécurité (Valeur minimale de Phi des grès à sable)

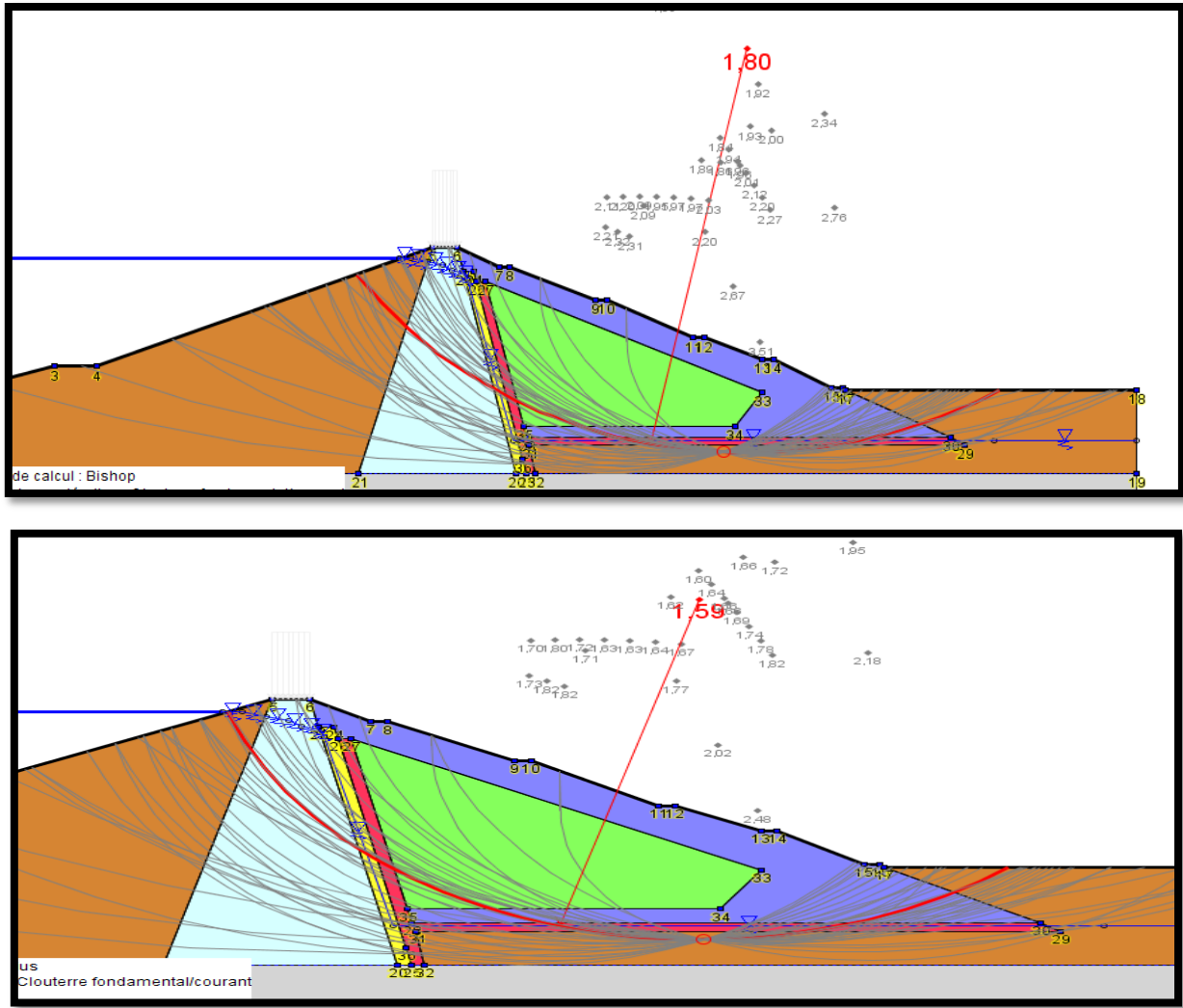


Figure 5.9.b: Valeurs des Facteurs de sécurité (Valeur maximale de Phi des grès à sable)

**Interprétation des résultats**

On remarque que le coefficient de sécurité par rapport à l'angle de frottement diminue pour la minimale et augmente pour l'angle maximale ça nous prouve que les grès désagrégé à sable ont une influence sur la stabilité du barrage.

**5.2.6. Effet de l'angle de frottement des grès à gravier constituant le barrage**

Dans ce cas, on fait varier l'angle de frottement de grès à désagrégé à gravier.

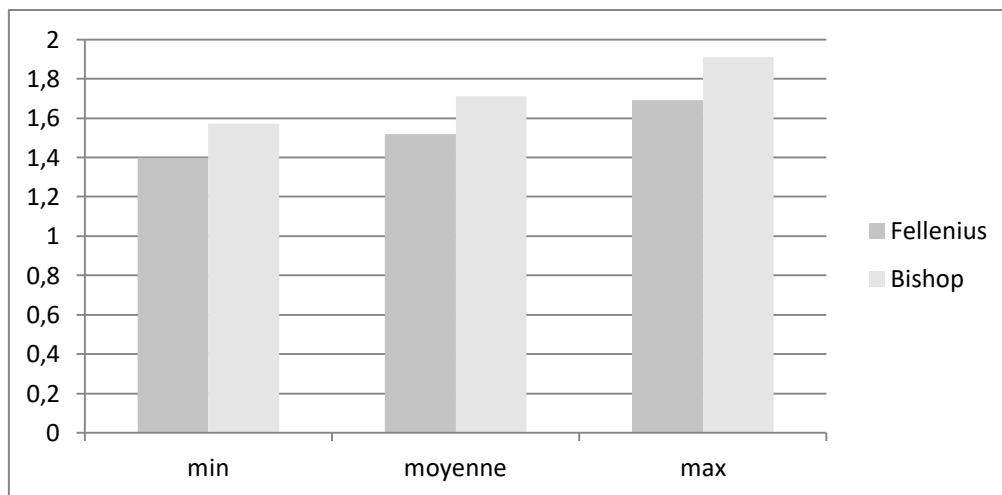


Figure 5.10 : Evolution du coefficient de sécurité en fonction de l'angle de frottement des grès à gravier de barrage.

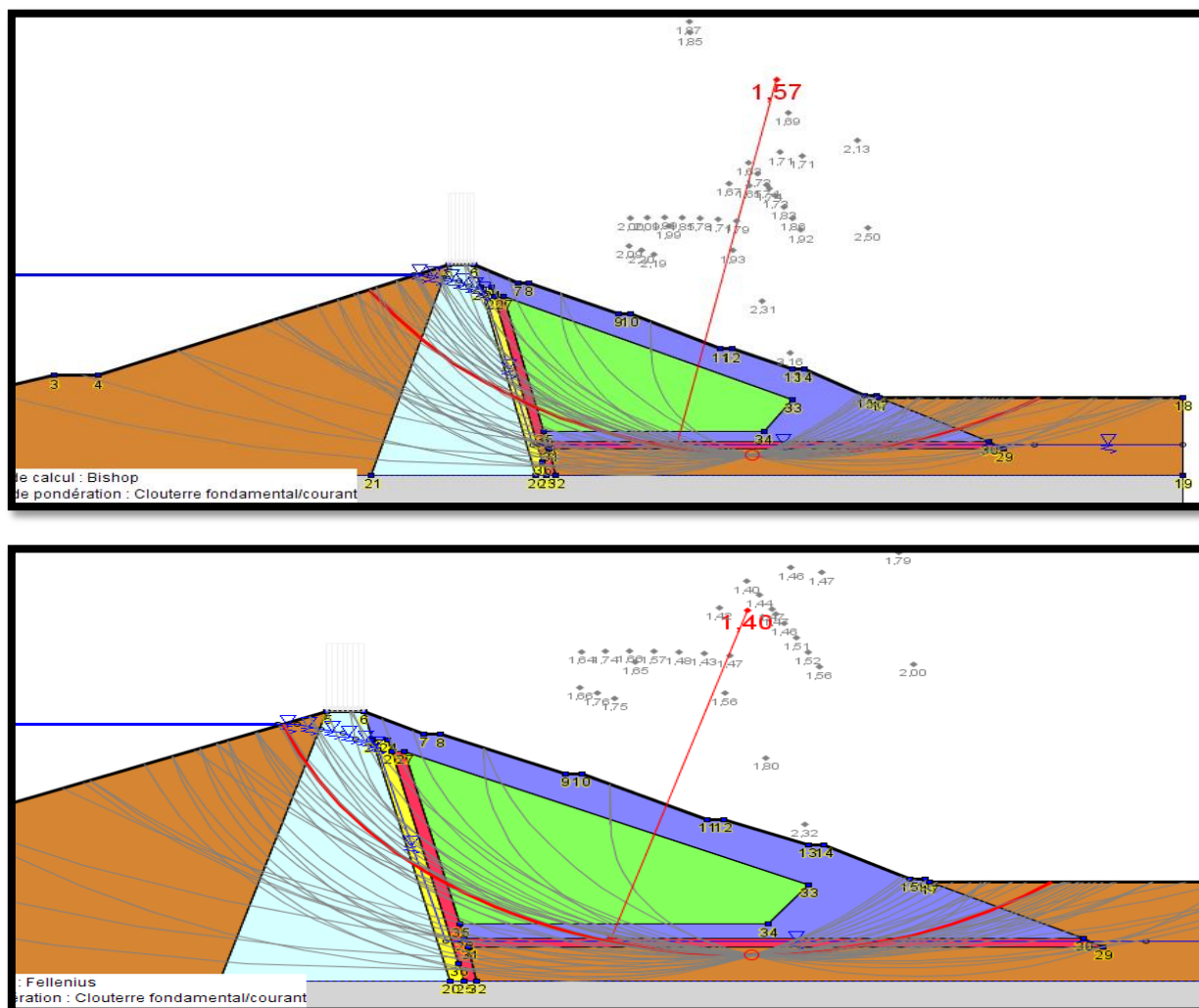
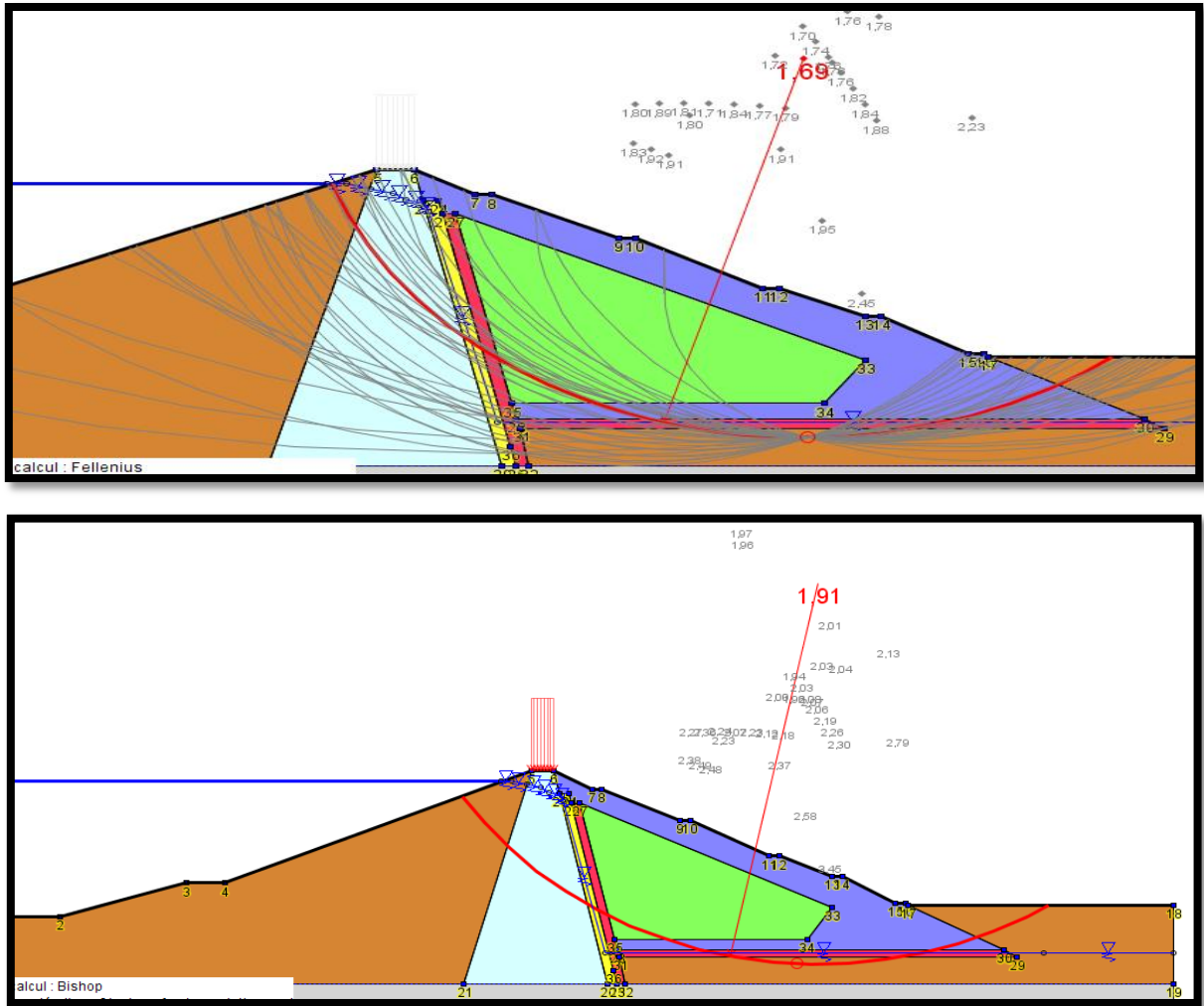


Figure 5.10.a: Valeurs des Facteurs de sécurité (Valeur minimale de Phi des grès à gravier)

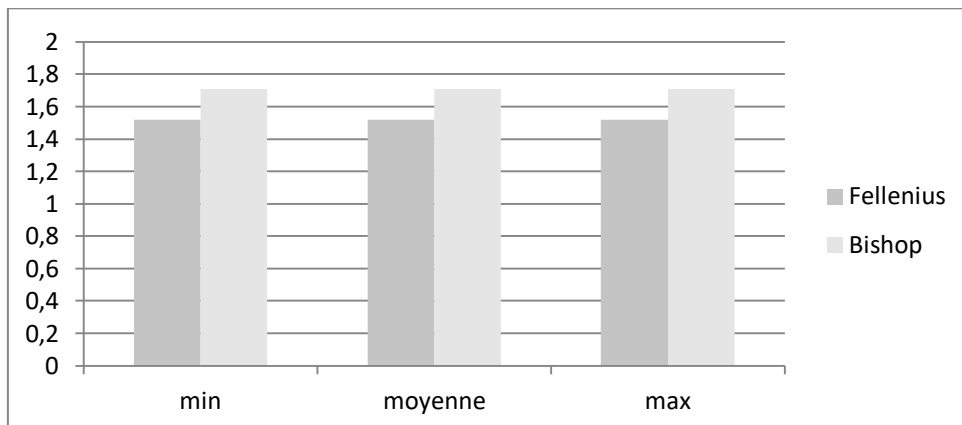


**Figure5.10.b:** Valeurs des Facteurs de sécurité (Valeur maximale de Phi des grès à gravier)

**Interprétation des résultats**

On remarque que le l'angle du frottement dans le matériau grès à gravier influence sur la stabilité du barrage.

**5.2.7. Effet de l'angle de frottement du matériau constituant le filtre de barrage**



**5.11:** Evolution du coefficient de sécurité en fonction de l'angle de frottement des grès à gravier de barrage

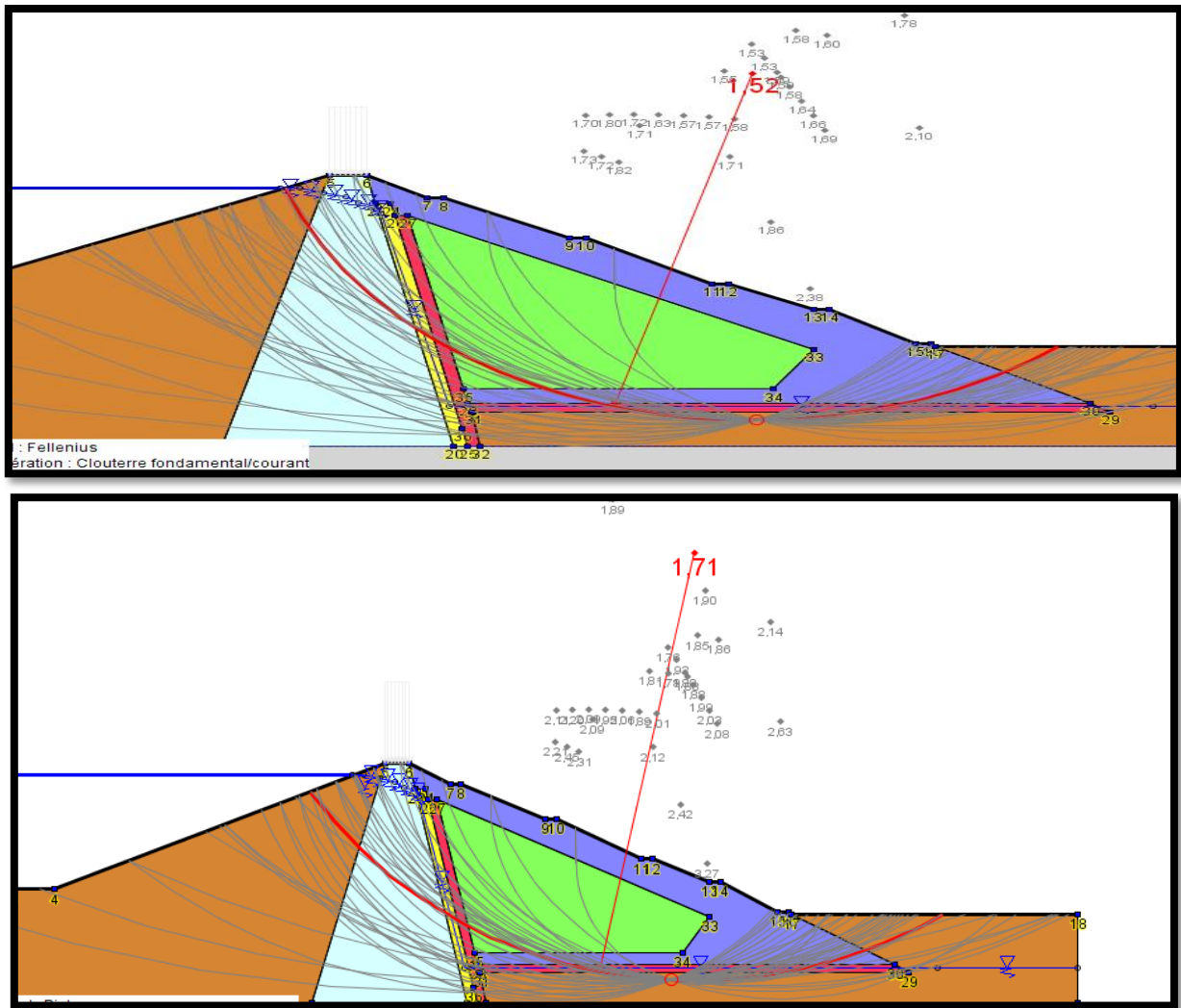


Figure 5.11.a: Valeurs des Facteurs de sécurité (Valeurs minimale et maximale de Phi de filtre)

**Interprétation des résultats**

Les résultats obtenus pour les valeurs minimale et maximale de l'angle de frottement des matériaux pour filtres sont les mêmes avec les valeurs moyenne (Référence), donc on constate que le filtre n'a pas d'influence sur la variation du facteur de sécurité.

**5.2.8. Effet de l'angle de frottement du matériau de drainage constituant la digue**

Dans ce cas, on fait varier l'angle de frottement du matériau de drainage.

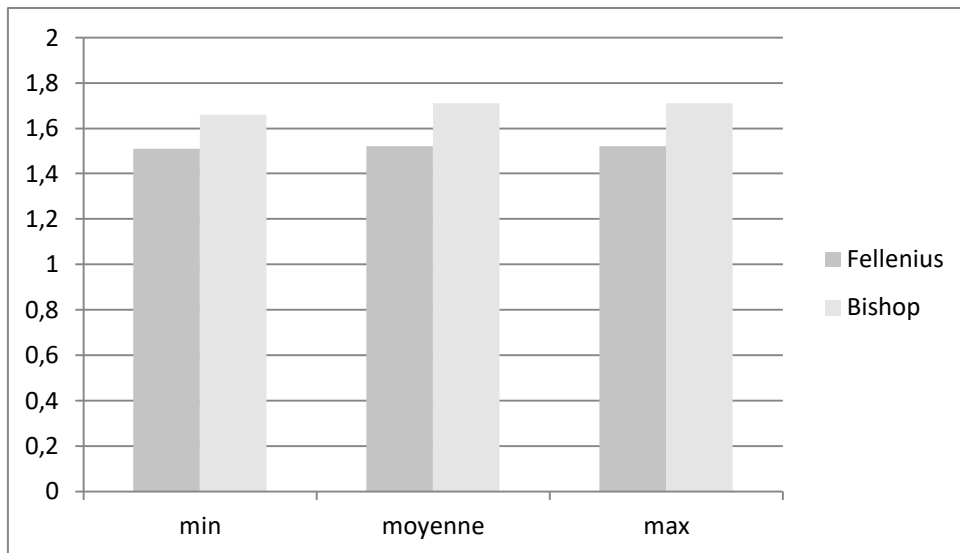


Figure 5.12 : Evolution du coefficient de sécurité en fonction de l'angle de frottement des grès à gravier de barrage

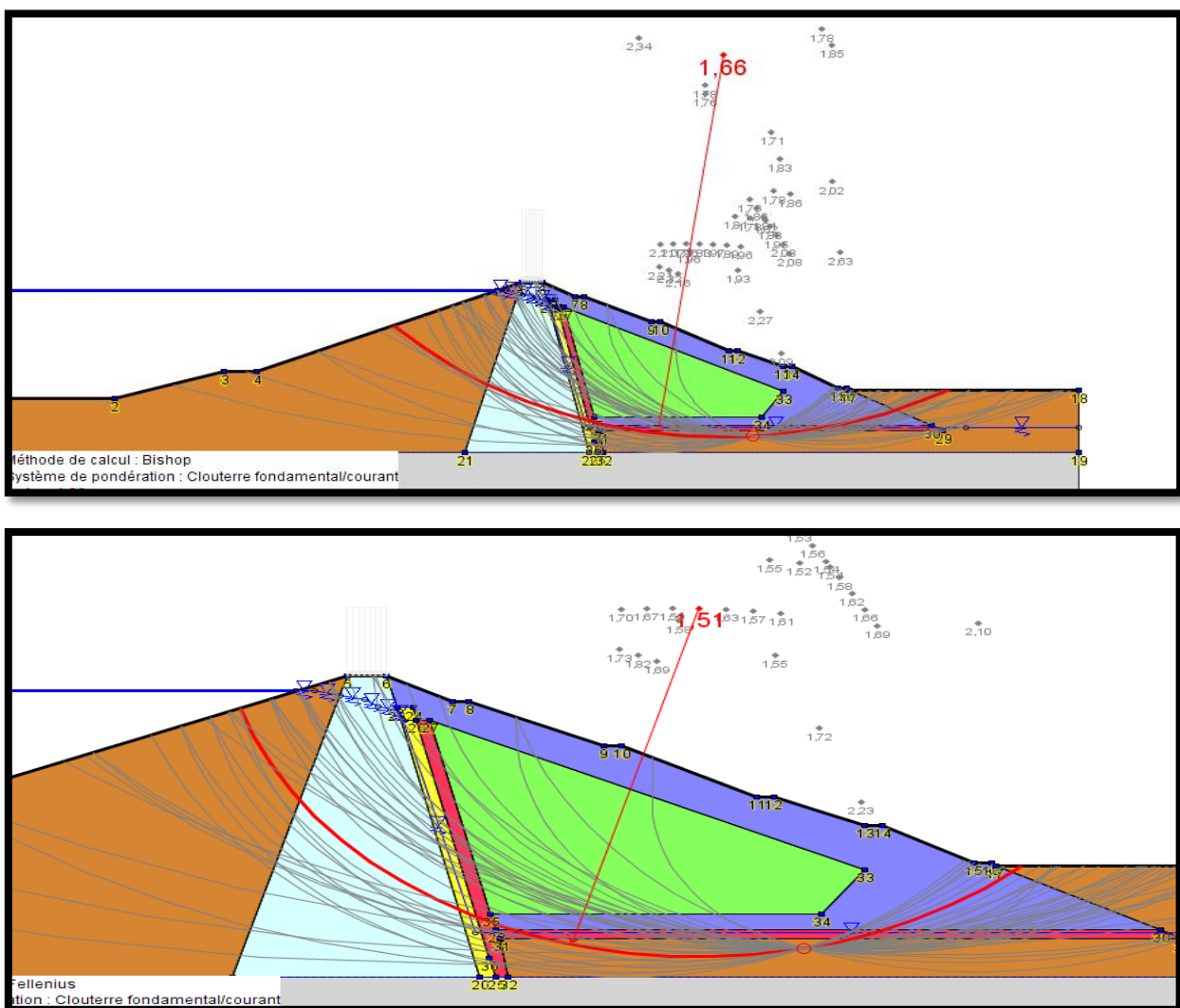


Figure 5.12.a: Valeurs des Facteurs de sécurité (Valeur minimale de Phi de drainage)

5.2.9. Comparaison des effets de chaque paramètre

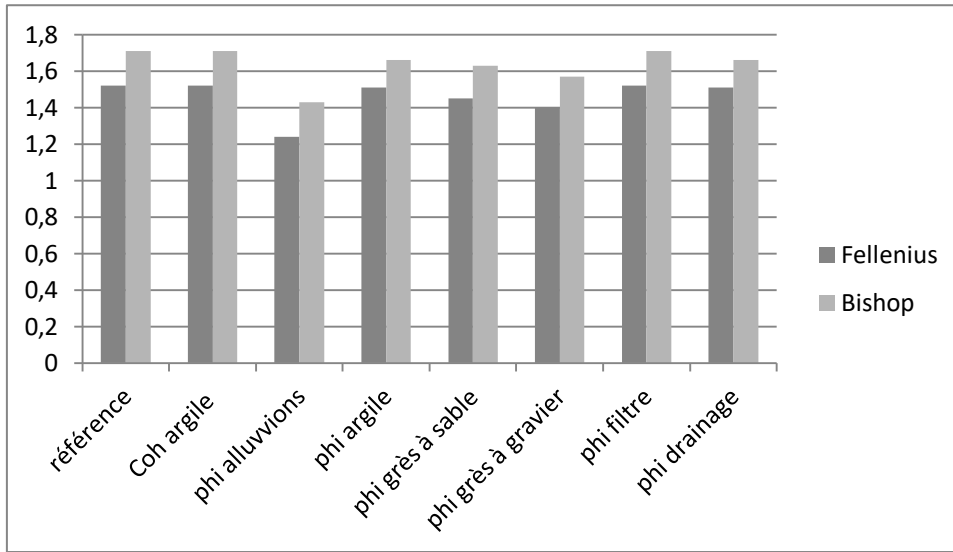


Figure 5.13 : Comparaison de l'évolution du coefficient de sécurité en fonction de la valeur minimale de chaque paramètre

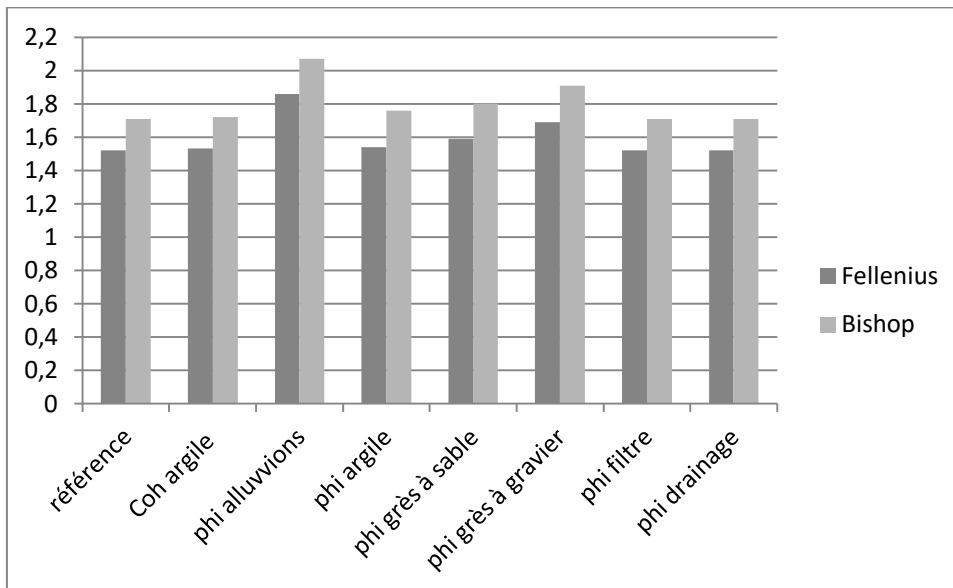


Figure 5.14: Comparaison de l'évolution du coefficient de sécurité en fonction de la valeur maximale de chaque paramètre

**Tableau 5.3** : Variation relative en % du coefficient de sécurité

Paramètre	Valeur minimale				Valeur maximale			
	Fellenius		Bishop		Fellenius		Bishop	
Référence	1,52	0,00	1,71	0,00	1,52	0,00	1,71	0,00
Coh.argile	1,52	0,00	1,71	0,00	1,53	0,66	1,72	0,58
Phi.aluvvions	1,24	<b>-18,42</b>	1,43	<b>-16,37</b>	1,86	<b>22,37</b>	2,07	<b>21,05</b>
Phi.argile	1,51	-0,66	1,66	<b>-2,92</b>	1,54	1,32	1,76	<b>2,92</b>
Phi. grès à sable	1,45	<b>-4,61</b>	1,63	<b>-4,68</b>	1,59	<b>4,61</b>	1,80	<b>5,26</b>
Phi.grès à gravier	1,40	<b>-7,89</b>	1,57	<b>-8,19</b>	1,69	<b>11,18</b>	1,91	<b>11,70</b>
Phi.filtre	1,52	0,00	1,71	0,00	1,52	0,00	1,71	0,00
Phi.drainage	1,51	-0,66	1,66	-2,92	1,52	0,00	1,71	0,00

### Interprétation des résultats

L'analyse de la variation des valeurs moyennes, minimum et maximum des matériaux nous permet de savoir la quantité et la qualité des matériaux pour obtenir une structure plus stable, et nous constatons à travers de ces résultats obtenus que les alluvions, les grès désagrégé à sables et les grès à gravier ont une influence sur la stabilité du barrage, et que les alluvions se trouve bien en amont et en aval alors il comprend la plupart de la structure aussi il joue un rôle de buté en aval. A travers cette étude, nous pouvons identifier les paramètres de résistance qui correspondent au paramètre dont l'augmentation de leur valeur a pour conséquence la stabilité de l'ouvrage. Les paramètres de sollicitations sont ceux dont l'augmentation a pour conséquence l'instabilité de l'ouvrage.

#### 5.2.10. Analyse de l'effet de la combinaison des paramètres

Dans ce paragraphe, nous considérons la variabilité des paramètres au même moment. Compte tenu des résultats trouvés, nous considérons uniquement dans ce qui suit les paramètres qui ont une influence à savoir :

- a- l'angle de frottement des alluvions
- b- l'angle de frottement des grès à sable
- b- l'angle de frottement des grès à gravier

**Tableau5.4**: domaine de variation des paramètres du sol

Paramètre	Angle de frottement		
	5% ( min)	Moy	95% (max)
<b>alluvions</b>	25	35	45
<b>grès à sable</b>	21	30	38
<b>grès à gravier</b>	25	34	44

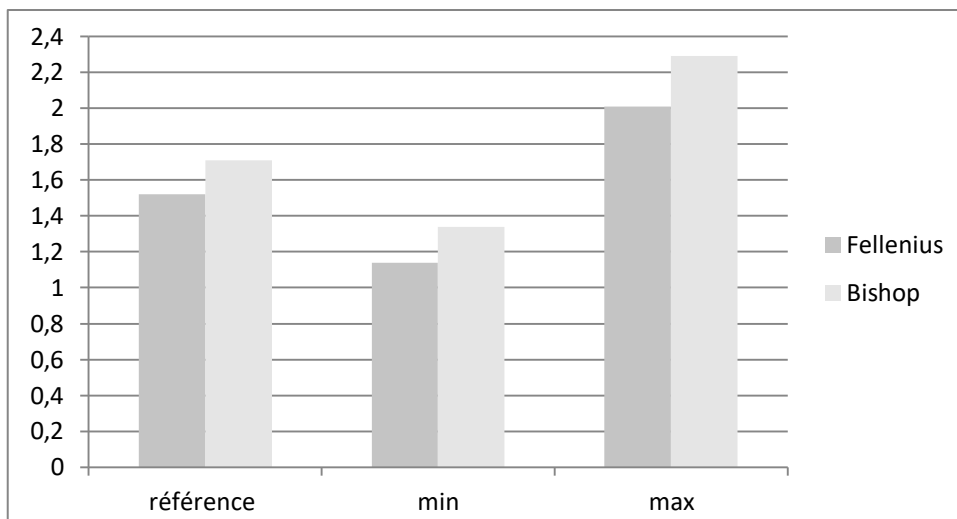
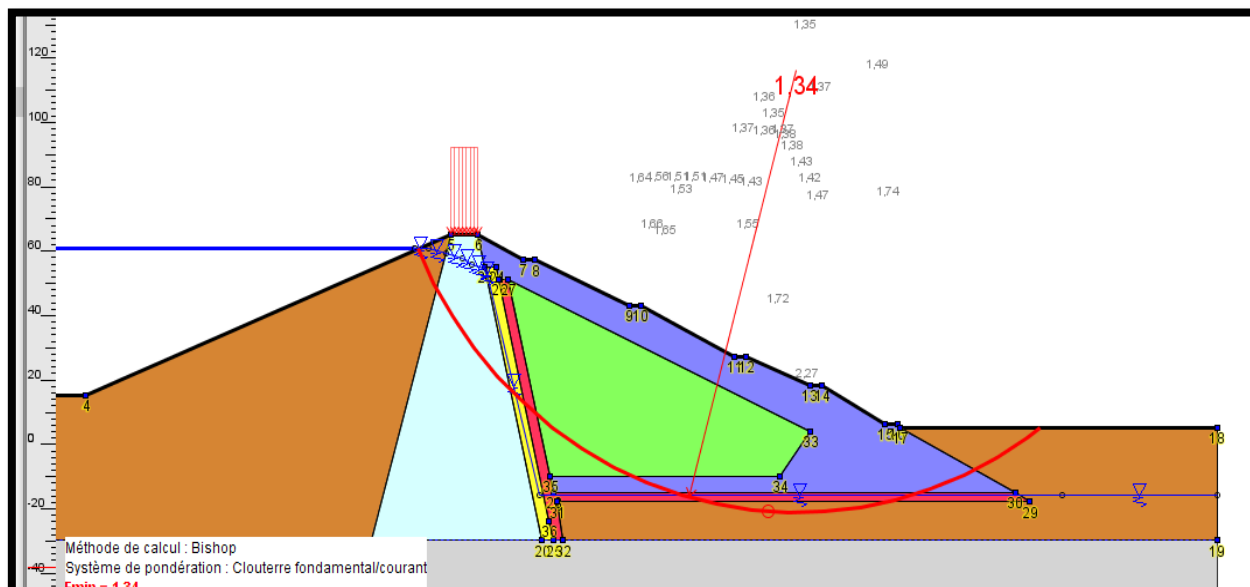


Figure5.15 : Comparaison de l'évolution du coefficient de sécurité en fonction de la valeur maximale de chaque paramètre

Tableau5.5: Variation relative en % du coefficient de sécurité

	Valeur minimale		Valeur maximale	
	Fellenius	Bishop	Fellenius	Bishop
référence	1,52	1,71	1,52	1,71
combinaison	1,14	1,34	2,01	2,29
variation relative	-25,00	-21,64	32,24	33,92



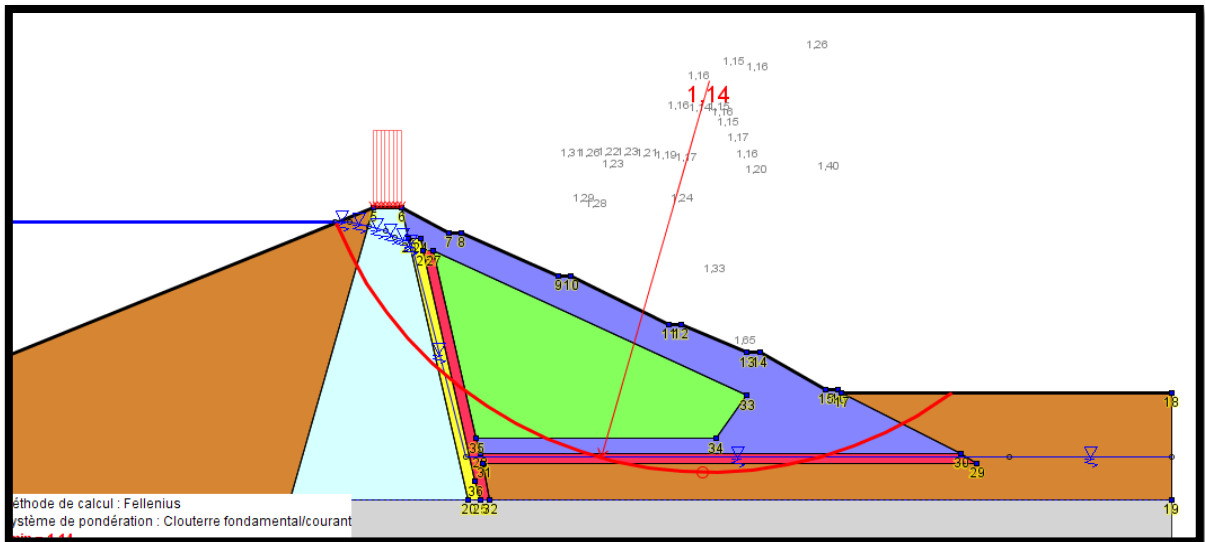


Figure 5.16.a: Valeurs des Facteurs de sécurité (Valeur minimale des alluvions, grès à sable et gravier)

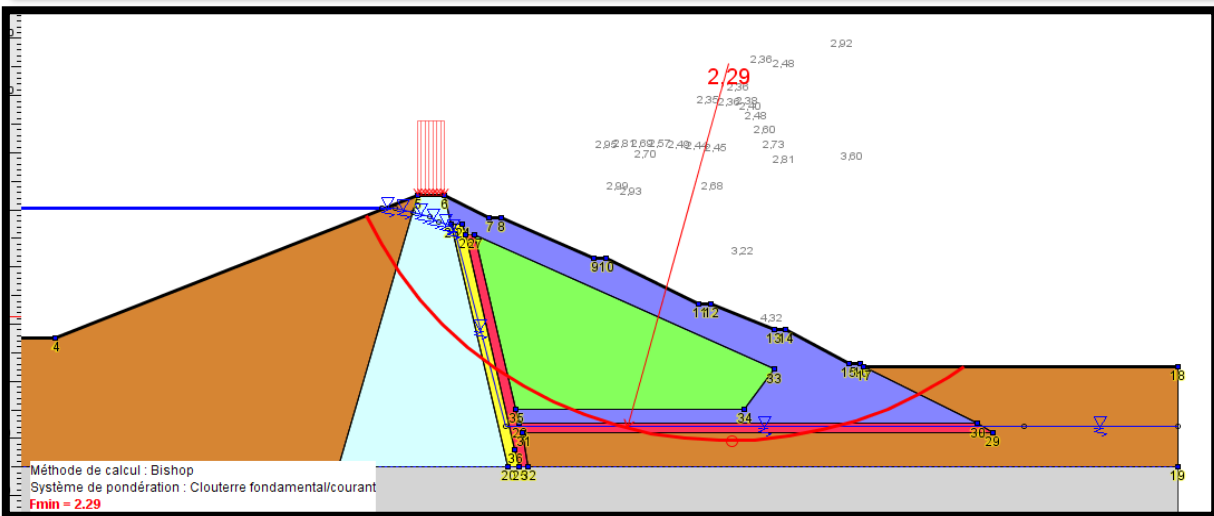
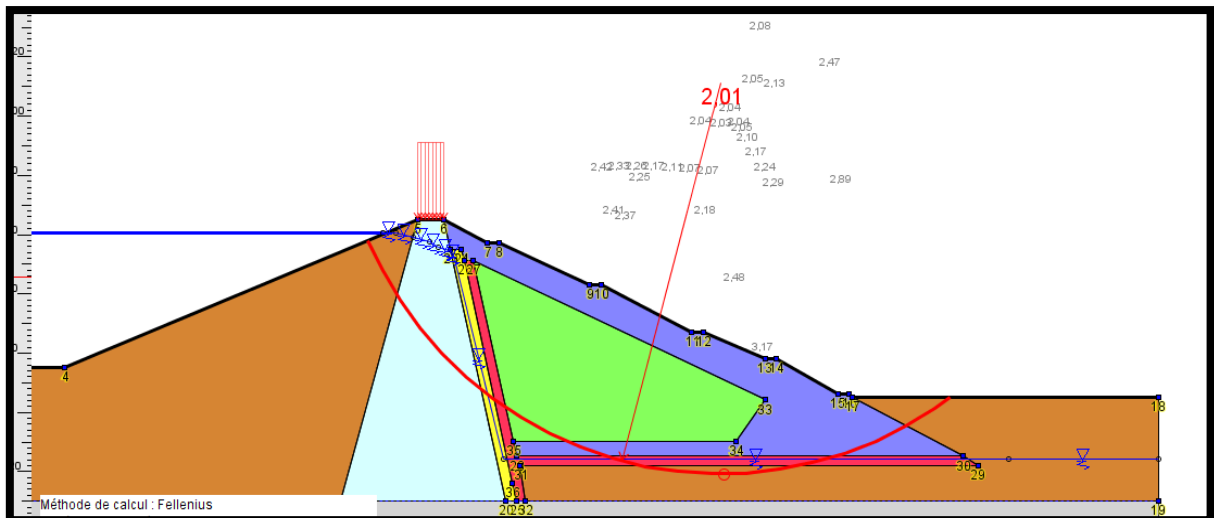


Figure 5.16.b: Valeurs des Facteurs de sécurité (Valeur maximale de Phi des alluvions, grès à sable et à gravier)

## Interprétation des résultats

Les facteurs de sécurité obtenus pour les valeurs maximales d'angle de frottement des trois matériaux (alluvions, grès à sable et grès à gravier) sont des valeurs croissantes en fonction de l'augmentation l'angle de frottement pour la méthode de Bishop, ça nous confirme leur rôle dans la stabilité du barrage. On remarque aussi que la valeur de facteur de sécurité avec la méthode de Fellenius pour les valeurs minimale de ces trois matériaux est inférieur à 1,4 (**FS=1,14<1,4**).

## 5.3. Résultats de l'analyse fiabiliste de la stabilité du barrage

### 5.3.1. La simulation probabiliste

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

```

385 %calcul F3 pour trouver F_Fellenius
386
387 - for i=1:91
388 -     F1=F1+W(i)*sind(alpha(i));
389 -     F2=F2+(C(i)*b+(W(i)*cosd(alpha(i))^2-u(i)*b)*tand(phi(i)))*(1/cosd(alpha(i)));
390
391 - end
392 - v4(mn)=(1/F1)*F2;
393 - %R?sultat de la formule 1
394
395 - F_Fellenius=(1/F1)*F2;
396
397 %afficher le resultat dans command window
398 - disp('F_Fellenius= ')
399 - disp(F_Fellenius)
400

```

Figure 5.17 : Programme de formule de Fellenius sur Matlab

```

401 %Passons au F avec la m?thode Bishop simplifi?e
402
403 - F3=0;
404
405 %calcul F3 pour trouver F_Bishop
406 - for i=1:91
407 -     ma=cosd(alpha(i)) .* ( 1+ (tand(alpha(i)) .* tand(phi(i)) ) ./F_Fellenius);
408 -     F3=F3+ ( C(i).*b +( W(i)-u(i).*b ) .* tand(phi(i)) ) .* (1./ma);
409 - end
410 - F_Bishop=(1/F1)*F3;
411 - v5(mn)=(1/F1)*F3;
412 - disp('F_Bishop= ')
413 - disp(F_Bishop);
414 - end
415 %LE TEST
416

```

Figure 5.18 : Programme de formule de Bishop sur Matlab

```

438     % critère de rupture
439     % stable ou pas stable
440 -   if F_Bishop > 1
441 -       disp ('stable');
442 -   else
443 -       disp ('non stable');
444 -       nrup=nrup+1;
445 -   end
446
447 -   disp ('probabilite de d faillance egale a:')
448
    
```

Figure 5.19 : Probabilité de défaillance

```

F_Fellenius=
    1.327884315465010

F_Bishop=
    1.525534143168360

Le resultat:
    1.532297385956873

stable
probabilite de d faillance egale a:
fx >>
    
```

Figure 5.20 : Résultat de la simulation probabiliste

### 5.3.2 Estimation de la probabilité de défaillance

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 barrage.

Tableau 5.6: domaine de variation des paramètres du sol

Paramètre	Angle de frottement		
	5% ( min)	Moy	95% (max)
Alluvions	25	35	45
Grès à sable	21	30	38
Grès à gravier	25	34	44

**Tableau 5.7** : la probabilité de défaillance pour les valeurs moyenne des paramètres.

	Fs >		
	1	1.4	1.5
Valeur moyenne des paramètres	<b>0.00726</b>	<b>0.2903</b>	<b>0.4617</b>
Valeur minimale de $\varphi$ des alluvions	<b>0.6877</b>		
Valeur maximale de $\varphi$ des alluvions	<b>0</b>		
Valeur minimale de $\varphi$ des grès à sable	<b>0.0072</b>		
Valeur maximale de $\varphi$ des grès à sable	<b>0.0062</b>		
Valeur minimale de $\varphi$ des grès à gravier	<b>0.0102</b>		
Valeur maximale de $\varphi$ des grès à gravier	<b>0.005</b>		

### Interprétation de résultats

Traditionnellement, le dimensionnement des structures est fondé sur une démarche déterministe dans laquelle l'ensemble des paramètres, 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. Cette approche est illustrée dans cette étude à travers la valeur du coefficient de sécurité limite  $F_s$  supérieur à 1.4 ou 1.5.

Dans la démarche fiabiliste en revanche, comme déjà indiqué on construit une modélisation probabiliste dans laquelle, les données incertaines sont représentées par des variables aléatoires. On peut ensuite évaluer la probabilité de défaillance. Cette approche est illustrée par la probabilité de défaillance qui est définie par la probabilité que le coefficient de sécurité soit supérieur à 1.

A partir de ces résultats obtenus, on remarque que le barrage est stable soit pour l'approche déterministe ou l'approche probabiliste.

## Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons dans un premier temps réalisé une analyse paramétrique en nous basant sur une approche semi-probabiliste afin de définir un plan d'expérience numérique basé sur la simulation par le logiciel Talren. Par la suite une analyse basée sur la théorie de l'approche probabiliste nous a permis d'analyser de la stabilité d'un ouvrage réel à savoir le barrage de Souk-Tlatha.

Ainsi ce travail nous a permis d'obtenir les résultats suivants :

- la probabilité de défaillance du barrage :

**Pf=0.00726** pour **Fs>1**

**Pf=0.2903** pour **Fs>1.4**

**Pf=0.4617** pour **Fs>1.5**

- La marge de sécurité pris par les concepteurs de cet ouvrage est de 30%.

## CONCLUSION GÉNÉRALE

Dans le cadre de cette étude, nous avons analysée le comportement du barrage Souk-Tlatha. Deux approches ont été utilisées à savoir, une méthode semi probabiliste et une méthode probabiliste.

La méthode déterministe, de Fellenius, et bishop nous a permis de calculé un coefficient de sécurité  $F_s$  que nous avons comparé au coefficient de sécurité limite fixé par le PNUD, et utilisé par les ingénieurs, à savoir  $F_s \geq 1.4$ .

La stabilité d'une digue en terre doit être vérifiée à différents stades de son histoire :

- En fin de construction.
- L'osque l'eau est à son niveau max dans la retenue.

Dans notre travail de modélisation de la stabilité de barrage par Le logiciel **TALREN 4**, nous constatons que ce logiciel est utile et bien pratique pour les études géotechniques en général et des glissement des terrain en particulier et donne des résultats fiable et exacte, les résultats trouvé sont suivants : Les coefficients de sécurité sont vérifiés dans tous les cas envisagés, ceci signifie que le talus aval du barrage de Souk-Tlatha est stable vis-à-vis du glissement.

Cette étude aussi nous a permis de mettre sur pied du programme sur **MATLAB** (programme informatique) facile d'utilisation par les ingénieurs et qui constitue un outil d'aide pour bien finaliser l'étude et interpréter les résultats.

Pour l'étude fiabiliste, une première étude semi-probabiliste sera réalisée. Cette première analyse permettra l'analyse par un plan d'expérience numérique de la stabilité du barrage de Souk-Tlatha avec les simulations par la méthode (Monto-Carlo CMS), les principales variable aléatoire introduit sont  $[C$  et  $\phi]$ . Par la suite, une étude fiabiliste sera réalisée. Cette deuxième analyse aura pour objectif la détermination de la probabilité de défaillance du barrage.

Le calcul de la probabilité de défaillance  $P_f$  du barrage, Cette approche est illustrée par la probabilité de défaillance qui est définie par la probabilité en cas le coefficient de sécurité soit supérieur à 1.

Les méthodes déterministes, telles que décrites par les règlements, entre autre le PNUD, destinés aux ingénieurs sont nécessaires et bien élaborées, mais restent de nos jours insuffisantes étant donné que les ingénieurs du vingt et unième siècle disposent d'autres outils modernes qui permettent d'analyser avec précision certains phénomènes de stabilité, et a pour objectif étudier.

Nous avons pu mettre en évidence à travers cette étude que les méthodes fiabilistes restent complémentaires aux méthodes déterministes.

L'évaluation de la fiabilité des ouvrages en génie civile s'avère intéressante de plusieurs points de vue :

- elle nous permet d'estimé la fiabilité de l'ouvrage en fonction des données physiques et mécaniques des sols et de constater même l'effet de la variabilité des sols sur la stabilité des ces ouvrages.
- elle nous permet d'identifier les paramètres très pondérant dans la conception d'un ouvrage à étudier.



**Références**

**Bibliographiques**

## RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] :**François B 2004** : La réglementation en matière de sécurité des barrages et des digues,

Conseil général des mines.

[2] :**Touaibia.B et Benlaoukli.B 2004** : Introduction au dimensionnement des retenus Collinaires. ENSH Blida Algérie

[3] : **Messaid. B, 2009** : Etude de la position efficace des drains dans les barrages en terre,

Thèse doctorat en science hydraulique de l'Université Colonel Hadj- Lakhdar-Batna.

**Belkonov.J, 1981** : Barrage en matériaux locaux. Tipaza. Algérie

[4] :**VILLEMEUR, A., 1988**, Sûreté de fonctionnement des systèmes industriels, Paris, Eyrolles.

[5] : **Patrick LE DELLIYOU 2003** ; les barrages ; conception et maintenance; E.N.T.P.E presses universitaire de Lyon.

**Gilles,S. Pierre ,P.1998** :Guide technique .Stabilisation des glissements de terrain .Laboratoire Central des Ponts et Chaussées .

[6] :**Ikene Naima ;** MODELISATION DE L'EFFET THERMIQUE SUR UN PAREMENT AMONT D'UN BARRAGE EN TERRE ;2014 ; UMMTO .

[7] :**Henry. J-B., 2004** : Systèmes d'information spatiaux pour la gestion du risque d'inondation de plaine. Thèse de Doctorat. L'Université de Strasbourg I.

[8] :**Ancey C., 2005** : Une introduction à la Dynamique des Avalanches et des Écoulements Torrentiels, Cours, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.

[9] :**Gilard, O, 1998a** : Les bases techniques de la méthode Inondabilité, Cemagref Editions.

[10] : **Torterotot, J.-P,1993** : Le coût des dommages dus aux inondations : estimation et analyse des incertitudes. CERGRENE. Thèse de Doctorat - PARIS, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

[11] : **Nicolas Kreis.,2004**. Modélisation des crues des rivières de moyenne montagne pour la gestion intégrée du risque d'inondation''.thèse doctorat de ENGREF. Université Louis Pasteur.

[12] : **Marche, C,2008**. Barrages, Crues de Rupture et Protection Civile (2e ed.). Montréal: Presses internationales Polytechnique

- [13] **Paquier A. (2002)** : Modélisation des écoulements en rivière en crue : pour une utilisation adaptée des équations de Saint-Venant. Document de synthèse en vue de l'obtention d'une habilitation { diriger des recherches ; université de Claude Bernard Lyon 1
- [14] **D r. LEHBAB ep. BOUKEZZI ZAKIA ; les barrages en remblai de terre ;** Université des Sciences et de la Technologie d'Oran Mohamed BOUDIAF.
- [15] **1991** Avant-projet détaillé du barrage de Souk Tlatha EPFZ/OTIA/SIA- ING conseil ASIC Suisse
- [16] **Chetatha N, 2016** .Etude d'un barrage en terre (digue) barrage oued halib (W .Sétif) .
- [18]: **Rolley, R., H. Kreitmann, J. Dunglas, A. Pierrejean and L. Rolland** (1977). Technique des barrages en aménagement rural. Ministère de L'agriculture, Paris, France.
- [19] : **Rodriguez, B. A. and S. La Rosa (2004)**. Manuel de conception et projets Typiques des digues en terre.
- [20] : **Krishna.P, 2006**. Slope stability évaluations by limit equilibrium and finit element methods. PhD theses. Norwegian University of Science and Technology, NTNU.
- Bishop A.W, 1955**. The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. Géotechnique. Vol. 5. Iss.
- Janbu.N. 1954a**. Stability analysis of slopes with dimensionless parameters. Thesis for the Doctor of Science in the Field of Civil Engineering, Harvard University Soil Mechanics Series,
- [23]:**D.P.Coduto., M.R.Yeung., W.A.Kitch, 2011**. Geotechnical Engineering, principals and practices. Second édition. Pearson Hall
- [24] :**Géostab, 2004**. GEOSTAB Manuel de l'utilisateur, GEOS Ingénieurs Conseils
- [25] :**L.Peyras, 2002**. Diagnostic et analyse des risques liées au vieillissement des Barrages « Développement de méthodes d'aide à l'expertise, thèse de doctorat, université Blaise pascal Clermont II.
- [26]: **N.Sivakugan., Barja.M. D, 2010**. Geotechnical engineering a practical problem solving approach.J.Ross publishing.Inc.
- [27] : **R.Y.Liang et al, 1999**. A reliability based approach for evaluating the slope stability of embankment dams. Engineering geology
- [28]: **N.A.Hammuri., Malkawi. A.H., Yamin M.M.A, 2008**. Stability analysis of slope using the finite element method and limiting equilibrium approach. Bulletin of Engineering Geology and the Environment.

[29]: **J.M.Duncan., S.G.Wright, 2005.** Soil strength and slope stability, library of congress cataloguing-in- publication data.

[17] **Manuel TALREN 4, Copyright TALREN 4 - TERRASOL – Juillet 2005 – Ind .**

[32]: **Schneider J,(1997) :**Introduction to Safety and Reliability of Structures, Structural Engineering Documents 5.

[30] : Mayer, 1926; Freudenthal, 1947; Lévi, 1949

[Lemaire2005] : M. Châteauneuf, A., et Mitteau, J.C, Fiabilité des structures couplage mécano fiabiliste édition Lavoisier,France

[33] : **Dehmous ,2007:** Fiabilité et micromécanique des matériaux composites Application à la passerelle de Laroin. Thèse de Doctorat, de l'Institut National Polytechnique de Toulouse, 2007.

[34] :**Gendreau 1999**

[35] :**MATE, 1999**

[36] :**Magnan, 2000 :** Quelque spécificités du problème des incertitudes en géotechnique. Revue française de géotechnique.

[37] : **Cassan, 2000 :** Utilisation de la statique descriptive en géotechnique . Revue française de géotechnique.