

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Faculté de technologie

Département de GENIE CIVIL



MEMOIRE Présenté pour l'obtention du diplôme de MASTER

FILIERE : Génie Civil SPECIALITE : Géotechnique

Par :

AZZOUG Yacine & KARBI Abdelatif

THEME

**Amélioration de la Stabilité des Dignes en Terre par
Optimisation des Systèmes de Drainage**

(Application au barrage en terre de MEDJEDEL)

Soutenu devant le jury composé de Messieurs :

MEDDAH Abdelaziz, Professeur, Université Med Boudiaf - M'sila, Président

LAHMADI Azzedine, MAA, Université Med Boudiaf - M'sila, Examineur

SEDDIKI Ahmed, M.C.A, Université Med Boudiaf - M'sila, Co-Encadreur

KHEMISSA Mohamed, Professeur, Université Med Boudiaf - M'sila, Encadreur

Promotion : 2024/2025

Remerciements

Nous louons Dieu Tout-Puissant et Le remercions pour la patience, la force et la détermination qu'Il nous a accordées pour mener à bien ce travail. Qu'Il accepte ce modeste effort, sincèrement accompli pour Sa satisfaction.

Nous exprimons notre profonde gratitude à nos encadrants, **le Professeur Mohammed Khemissa** et **le Docteur Ahmed Seddiki**, pour leur accompagnement constant, leurs orientations précieuses et leurs encouragements tout au long de cette étude. Leur rôle a été essentiel dans l'aboutissement de ce mémoire.

Nous adressons également nos remerciements les plus sincères à tous les enseignants en génie géotechnique, pour la qualité de leur enseignement et leur implication, en particulier à **Monsieur Lahmadi Azzedine**, responsable de la spécialité, pour son suivi rigoureux et son soutien pédagogique constant.

Nous remercions chaleureusement l'ensemble des enseignants du département de génie civil de l'Université de M'Sila, pour les connaissances transmises et leur dévouement tout au long de notre parcours.

Nos remerciements vont aussi aux enseignants et responsables de la Faculté de Technologie, pour l'environnement académique qu'ils ont su créer et pour leur appui continu.

Nous n'oublions pas nos collègues de la promotion 2024/2025, avec qui nous avons partagé des moments inoubliables et un esprit de camaraderie précieux.

Enfin, nous adressons nos remerciements les plus sincères à toute personne ayant contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce travail. Que Dieu les récompense pour leur bienveillance, leur soutien ou leur simple présence.

Dédicace KARBI

Je remercie avant tout Dieu, Le Tout-Puissant, qui m'a permis d'accomplir ce travail. *Alhamdoulillah. *

Je suis profondément reconnaissant(e) à mes encadrants, **le Professeur Mohammed Khemissa** et **le Docteur Ahmed Seddiki**, pour leur soutien, leurs conseils et leur disponibilité tout au long de cette étude.

Je remercie également les membres du jury pour leurs remarques enrichissantes, ainsi que tous mes professeurs du département de Génie Civil de l'Université de M'Sila.

Un remerciement particulier va à Monsieur le professeur retraité **Mahamedi Abdelkrim**, dont la sagesse et les conseils ont été précieux pour moi.

Je remercie aussi tous les enseignants en géotechnique qui ont contribué à mon apprentissage.

J'adresse ce travail à une âme chère qui a toujours été un soutien silencieux dans mon cœur.

Enfin, je dédie ce mémoire à ma famille, en particulier à mes parents, ainsi qu'à mes amis et collègues qui ont partagé cette aventure avec moi.

Qu'Allah bénisse tous ceux qui m'ont aidé(e) et soutenu(e).

Dédicace AZZOUQ

Je dédie ce travail modeste à tous ceux qui occupent une place permanente dans
mon cœur...

À ma chère mère, source d'affection et de prières.

À mon père bien-aimé, mon modèle et mon premier soutien.

À mes chères sœurs, mes compagnes de toujours.

À tous les membres de ma famille, pour leur amour et leur appui constants.

À tous mes professeurs respectés, à qui je dois tant.

À tous mes camarades et amis, sans exception, avec qui j'ai partagé ce chemin.

À ma promotion diplômée, qui fut ma deuxième famille tout au long de ces
années.

À vous tous, j'offre le fruit humble de mon travail, en reconnaissance et avec
gratitude.

ملخص

يهدف هذا البحث إلى تحسين استقرار السدود الترابية من خلال تطوير أنظمة الصرف. يبدأ بتقديم عام عن السدود الترابية، مع التركيز على تأثير التسربات على استقرارها، والطرق المستخدمة لتعزيز هذا الاستقرار. ثم يتم استعراض مختلف تقنيات وأنظمة الصرف.

تستخدم الدراسة برنامج **GeoStudio**، وتحديدًا مقياس **Seep/w** لتحليل التسربات (خط التشبع، خطوط تساوي الجهد، معدل التسرب، ومسار التدفق). كما تستخدم مقياس **Slope/w** لتقييم الاستقرار الميكانيكي للسد في مواجهة الانزلاقات والانهيارات المحتملة.

يُختتم هذا العمل بدراسة حالة تطبيقية على سد مجدل (المسيلة). وقد مكن تحليل استقراره الهيدروليكي والميكانيكي، استناداً إلى البيانات المتاحة والمعايير الحالية، بصياغة توصيات تساهم في تحسين فعالية أنظمة الصرف وتعزيز استقرار هذا النوع من المنشآت.

الكلمات المفتاحية: تحسين - سد ترابي - استقرار - صرف - معدل التسرب

Résumé

Ce mémoire vise à optimiser les systèmes de drainage pour améliorer la stabilité des barrages en terre. Il débute par une présentation des barrages en terre, soulignant l'impact des infiltrations sur leur stabilité et les méthodes pour renforcer et améliorer cette stabilité. Les différentes techniques de drainage sont ensuite explorées.

L'étude utilise le logiciel GeoStudio, avec le module Seep/w pour analyser les infiltrations (ligne de saturation, lignes équipotentielles, débit d'infiltration et trajectoire de l'écoulement), et le module Slope/w pour évaluer la stabilité mécanique du barrage face aux glissements et effondrements.

Le travail se conclut par une étude de cas appliquée au barrage Medjedel (Msila). L'analyse de sa stabilité hydraulique et mécanique, basée sur les données disponibles et les normes actuelles, a permis de formuler des recommandations pour améliorer l'efficacité des systèmes de drainage et renforcer la stabilité de ce type d'ouvrage.

Mots clés : optimiser - barrage en terre - stabilité - drainage - débit d'infiltration

Abstract

This thesis aims to optimize drainage systems to enhance the stability of earth dams. It begins with an overview of earth dams, highlighting the impact of seepage on their stability and outlining methods for reinforcement and improvement. The study then explores various drainage techniques.

The research utilizes GeoStudio software. Specifically, the Seep/w module is employed to analyze seepage (saturation line, equipotential lines, seepage rate, and flow path), while the Slope/W module is used to evaluate the dam's mechanical stability against landslides and potential collapses.

The work concludes with a case study applied to the Medjedel Dam (Msila). An analysis of its hydraulic and mechanical stability, based on available data and current standards, allowed for the formulation of recommendations to improve the effectiveness of drainage systems and bolster the stability of this type of structure.

Key words: optimize - earth dam - stability - drainage - seepage rate

SOMMAIRE

REMERCIEMENTS

DÉDICACES

ملخص

RÉSUMÉ

ABSTRACT

SOMMAIRE

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES NOTATIONS

Introduction Générale..... 15

CHAPITRE PREMIER..... 19

Généralités sur les barrages en terre..... 19

I.1. Introduction..... 19

I.2. Définition d'un barrage 19

I.3. Les différents types des barrages 19

I.4 Stabilité des barrages en terre 25

I.5 Utilisation des barrages..... 25

I.6 Rupture des barrages..... 26

I.7 Stabilité des barrages en terre 31

I.8 Techniques et moyens de confortement (renforcement)..... 36

I.9 Conclusion 45

CHAPITRE DEUXIEME..... 47

Généralités sur les filtres et les drains 47

II.1. Les filtres 47

II.2 Les drains..... 54

II.3 Conclusion 61

TROISIEME CHAPITRE..... 63

Outils numériques de simulation 63

III.1 Introduction 63

III.2 Le logiciel Géo-Studio 63

III.3. Seep/w 65

III.4 Slope/w.....	70
III.5 L'action sismique	73
III.6 Conclusion.....	73
QUATRIEME CHAPITRE.....	77
Simulation de l'optimisation du système de drainage du barrage de Medjedel.....	77
IV.1 Localisation de la zone d'étude.....	77
IV.2 Contexte géologique	78
IV.3 Sismicité du site du projet.....	80
IV.4. Caractéristiques géotechniques des matériaux.....	80
IV.5. Profil simplifié retenue.....	80
IV.6 Calculs de la stabilité de la digue : résultats et interprétation	81
IV.7 Synthèse	91
Conclusion Générale	93
Références Bibliographiques.....	95

LISTE DES FIGURES

Figure I. 1 Différents types des barrages en béton	20
Figure I. 2 Barrage-Poids	20
Figure I. 3 Barrage à contreforts	21
Figure I. 4 Barrage-voûte	21
Figure I. 5 Différents types des barrages en remblai.....	22
Figure I. 6 Barrage en enrochement	22
Figure I. 7 Barrage en terre homogène.....	23
Figure I. 8 Barrage en terre zonée avec un noyau étanche.....	24
Figure I. 9 Barrages en terre à noyau	24
Figure I. 10 Barrages en terre avec masque	25
Figure I. 11 Utilisation des barrages	26
Figure I. 12 Mécanismes de rupture induits par l'action de l'eau.....	27
Figure I. 13 Instabilité par glissement	28
Figure I. 14 Rupture par affouillement.....	28
Figure I. 15 Renard dans le corps de l'ouvrage (a) ou dans la fondation (b).....	29
Figure I. 16 Évolution type d'un renard dans le corps de l'ouvrage.....	29
Figure I. 17 Évolution type d'une brèche par surverse	30
Figure I. 18 Évolution type d'une brèche par surverse	30
Figure I. 19 Rupture par affouillement.....	30
Figure I. 20 Rupture par liquéfaction	31
Figure I. 21 Surface de rupture.....	31
Figure I. 22 Méthode des Tranches	33
Figure I. 23 Forces pseudo-statiques apportées à un talus	36
Figure I. 24 Chargement du pied (Sellami S et Belamri S, 2014.).....	37
Figure I. 25 Allègement en tête	37
Figure I. 26 Substitution (Rahil.R & Smahi S, 2021)	37
Figure I. 27 Reprofilage	38
Figure I. 28 Tranchées drainants	38
Figure I. 29 Coupe d'une tranchée drainante	39
Figure I. 30 Drains Subhorizontaux	39
Figure I. 31 Éperons drainants	40
Figure I. 32 Murs de soutènement.....	40

Figure I. 33 Tirants d'ancrage	41
Figure I. 34 Paroi clouée	42
Figure I. 35 Micropieux	42
Figure I. 36 Clouages d'un glissement.....	42
Figure I. 37 A gauche structure d'un géotextile, à droite une nappe de géotextile.....	43
Figure I. 38 Géogrille, et sa mise en place	44
Figure I. 39 Géofilet, et à droite un géofilet dans un merlon	44
Figure I. 40 Structure d'un géocomposite	44
Figure I. 41 Géosynthétiques bentonitique	44
Figure I. 42 Forme d'un géosynthétiques alvéolaire, à droite placement d'une nappe.....	45
Figure I. 43 Forme d'une géomembrane leur, et à droite sa mise en place.....	45
Figure II. 1 Exemple d'un sol très gradué.	48
Figure II. 2 Granulométrie d'un filtre	52
Figure II. 3 Disposition du drain et du filtre fondation à gauche imperméable, à droite perméable	55
Figure II. 4 Drain tapis interne	56
Figure II. 5 Drain tapis filtrant	56
Figure II. 6 Tapis drainant en aval du rabattement de la ligne de saturation	56
Figure II. 7 Drain vertical.....	57
Figure II. 8 Système de drainage d'un sol argileux homogène	57
Figure II. 9 Drain vertical.....	58
Figure II. 10 Drain vertical recrusé dans le remblai et remplissage par du sable.....	58
Figure II. 11 Différents types d'exutoire du drain cheminée	58
Figure II. 12 Prisme de drainage	59
Figure II. 13 Drainage de surface.....	60
Figure II. 14 Prisme de drainage avec drainage de surface.....	61
Figure III. 1 Présentation du logiciel.....	64
Figure III. 2 Barre d'outils	65
Figure III. 3 Géométrie.....	66
Figure III. 4 Maillage triangulaire.....	67
Figure III. 5 Exemple de fonction de teneur en eau volumétrique pour le limon	68
Figure III. 6 Exemple de Fonction de conductivité hydraulique pour le limon	68
Figure III. 7 Etiquettes de contours	69
Figure III. 8 Etiquettes de contour (water total Head)	69
Figure III. 9 Etiquettes de contour (pore-water pressure)	69

Figure III. 10	Etiquettes de contour (pressure Head)	70
Figure III. 11	Principe de la méthode des tranches	72
Figure IV. 1.	Localisation de Medjedel par rapport aux limites de la wilaya de Msila	77
Figure IV. 2.	Localisation de Medjedel par rapport aux communes avoisinantes	78
Figure IV. 3.	Localisation du site du barrage sur la carte géologique de la région	78
Figure IV. 4.	Vues du site choisi pour l'implantation du barrage de Medjedel	80
Figure IV. 5	Profil simplifié de la digue homogène étudiée	81
Figure IV. 6.	Conductivité et teneur en eau des alluvions en fonction de la succion	82
Figure IV. 7	Résultats des calculs d'utilisation normal sans drain	82
Figure IV.8	Digue en terre homogène avec drain horizontal	83
Figure IV.9	Digue en terre homogène avec drain cheminée	83
Figure IV. 10.	Facteur de sécurité en fonction de la longueur du drain	84
Figure IV. 11.	Débit de fuite en fonction de la longueur du drain	84
Figure IV. 12.	Facteur de sécurité du talus aval en utilisation normale sous séisme de base ..	86
Figure IV. 13.	Facteur de sécurité du talus aval en utilisation normal sous séisme maximal..	87
Figure IV. 14.	Facteur de sécurité du talus aval en fin de construction	87
Figure IV. 15.	Position de la ligne de saturation, cas de vidange instantanée	88
Figure IV. 16.	Contours des pressions interstitielles pour la digue, vidange instantanée	88
Figure IV. 17.	Variation de la charge hydraulique en $f(t)$, pour la digue	89
Figure IV. 18.	Contours des pressions interstitielles pour la digue, vidange $f(t)$	89
Figure IV. 19.	Débit de fuite pour la digue, vidange $f(t)$	89
Figure IV. 20.	Facteur de sécurité du talus amont en vidange rapide instantanée	90
Figure IV. 21.	Facteur de sécurité du talus amont en vidange rapide $f(t)$	91

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I. 1 Les principaux rôles des barrages	26
Tableau I. 2 Valeurs du coefficient de sécurité imposé	35
Tableau II. 1 Différentes classes des filtres.....	50
Tableau II. 2 Dimensionnement Prisme de drainage	60
Tableau III. 1 Équations de la statique remplies pour chaque méthode.....	71
Tableau III. 2 Caractéristiques et relations des forces inter-tranches	71
Tableau IV. 1 Valeurs des coefficients sismiques adoptés	80
Tableau IV. 2 Caractéristiques du matériau de la digue en terre	80
Tableau IV. 3 Coordonnées des points de la digue en terre	81
Tableau IV. 4 Débit et FS en fonction de la longueur du drain horizontal	84
Tableau IV. 5 Débit de fuite et FS en fonction de la longueur du drain cheminée	85
Tableau IV. 6 FS et débit en fonction de la variation de position du drain et k-saturation.....	85
Tableau IV. 7 Valeurs des coefficients sismiques adoptés SBE	86
Tableau IV. 8 Valeurs des coefficients sismiques adoptés SBE	86
Tableau IV. 9 Valeurs du FS selon SPENCER pour toutes les configurations de charge	91

LISTE DES ABREVIATIONS

C: cohésion

φ : angle de frottement interne

β : coefficient qui dépend des caractéristiques dynamiques de l'ouvrage au séisme

q : bras de levier de la force sismique par rapport au centre du cercle

R : rayon

k: coefficient qui dépend du degré de séismicité de la zone et du degré d'importance de l'ouvrage

k_h : Coefficient sismique horizontal

k_v : Coefficient sismique vertical

m_2 : Pente du talus aval du barrage.

H_2 : Hauteur d'eau à l'aval du barrage.

H_{dr} : hauteur du drain de surface ou prisme de drainages.

MEF : Méthode des éléments finie

τ_{max} : la résistance au cisaillement

τ : Contrainte de cisaillement mobilisée

W : poids

c' : Cohésion effective

φ' : angle de frottement interne effective

u : pression interstitielle

FS : Facteur de sécurité

K : La perméabilité

bber : largeur de la berme.

-m 'dr et m "dr : Pente des talus aval et amont du prisme de drainage.

SBE : Séisme de basse d'exploitation

SMD : Séisme maximum de dimensionnement

h : hauteur du talus

Ld : Longueur de drain

Lb : Longueur totale en base du barrage

γ (kN/m²) : poids volumique de l'eau

Q : Débit de fuite

w(%) : Teneur en eau

M_v : valeur de la compressibilité

A: Coefficient d'accélération de zone

a : accélération horizontale

Introduction Générale

Les barrages en terre représentent la majorité des barrages construits en Algérie. Leur nombre ne cesse d'augmenter en raison de la forte croissance des besoins en eau. Ces ouvrages exigent une grande fiabilité en matière de sécurité. De nombreux chercheurs se sont penchés sur l'étude de la stabilité des structures en sols en général, et des barrages en terre en particulier, dans le but de développer des méthodes de calcul plus avancées.

La réalisation des barrages en terre a connu un développement significatif, stimulé par l'augmentation de la demande en eau. La conception d'un barrage est un processus très complexe, car elle est rarement répétitive. Le type de barrage est choisi en fonction des conditions du site, des fondations, des matériaux disponibles et du coût de réalisation.

La modélisation du comportement des sols constitue une étape cruciale qui conditionne la qualité des analyses des ouvrages. Les progrès des ordinateurs et des méthodes d'analyse numérique ont permis le développement de modèles et d'algorithmes de résolution, conduisant à des simulations prenant mieux en compte le comportement observé sur le terrain.

Les logiciels de calcul de la stabilité des ouvrages en terre développés récemment facilitent la prise en compte de nombreux paramètres influents et permettent d'obtenir des solutions plus générales et plus réalistes de la stabilité des pentes. Ces logiciels peuvent utiliser à la fois des formulations analytiques et des modèles numériques pour décrire avec précision le comportement des sols.

Le travail présenté dans ce mémoire porte sur une étude visant à améliorer la stabilité des barrages en terre par l'optimisation des systèmes de drainage, à travers une simulation appliquée à un barrage qui sera construit dans la commune de Medjedel, wilaya de M'Sila. Pour modéliser ce travail, le logiciel **Geostudio** a été utilisé.

Pour atteindre l'objectif visé, le travail est divisé en quatre chapitres :

- **Chapitre 1** : Généralités sur les barrages en terre
- **Chapitre 2** : Généralités sur les filtres et les drains
- **Chapitre 3** : Présentation de l'outil de simulation GeoStudio
- **Chapitre 4** : Simulation de l'optimisation du système de drainage du barrage de Medjedel.

Synthèse Bibliographique

Chapitre Premier

GENERALITES SUR LES BARRAGES EN TERRE

Généralités sur les barrages en terre

I.1. Introduction

Les progrès et la diversité des grandes plates-formes de forage ont rendu les barrages en terre plus populaires que les barrages en béton, d'autant plus que leur coût et leur taille sont inférieurs à ceux des autres types de barrages.

Les matériaux utilisés pour construire un barrage en terre proviennent généralement d'un endroit proche, et tout danger ou défaillance qui pourrait survenir au barrage pourrait entraîner des dommages économiques et vitaux, voire des catastrophes plus graves.

I.2. Définition d'un barrage

Les barrages sont des installations hydrauliques qui traversent la vallée pour créer un réservoir artificiel étanche géologiquement, et leur hauteur dépasse souvent le niveau de l'eau pendant les inondations. Les effets des barrages sont :

- La retenue de grandes quantités d'eau entrante, directement ou détournée, avec les matériaux transportés, la glace et la neige.
- Montée du niveau d'eau dans la source...

Selon la réglementation suisse (OSOA, 1998), l'ouvrage de stockage comprend le barrage et le réservoir, en tenant compte des fondations du barrage et des rives du réservoir pour garantir la sécurité.

I.3. Les différents types des barrages

Le type et les dimensions du barrage sont choisis en fonction des caractéristiques techniques et économiques, et les barrages sont classés selon les matériaux utilisés dans leur construction.

I.3.1. Les barrages en béton

Ils se caractérisent par leur configuration, leur organisation structurale et leur façon de résister à la pression de l'eau. Ils se classent en trois types :

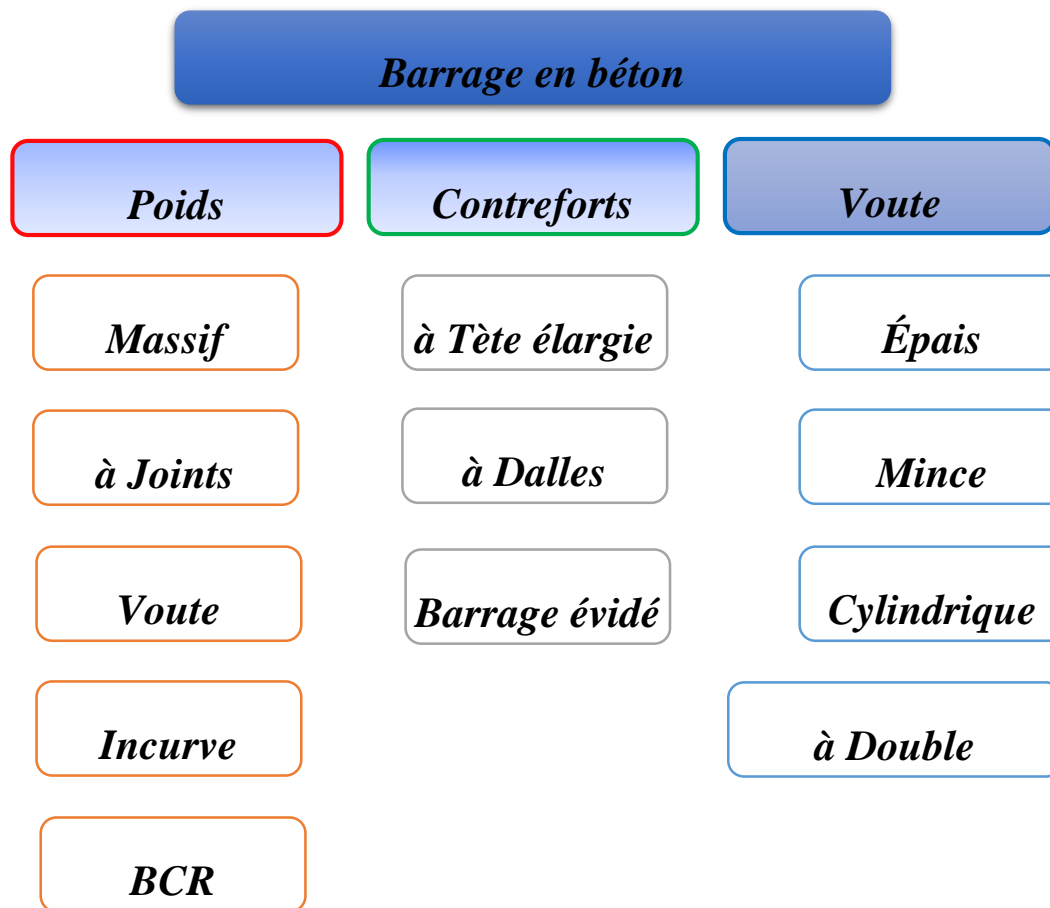


Figure I. 1 Différents types des barrages en béton

I.3.1.1 Le barrage-poids

Il oppose une résistance à la pression de l'eau grâce à sa propre masse et est composé de grands blocs disposés côte à côte. Pour économiser du béton, des cavités peuvent être aménagées entre les blocs (barrage-poids évidé) ou un arc peut être ajouté pour améliorer la stabilité en s'appuyant sur les rives (barrage-poids voûte)

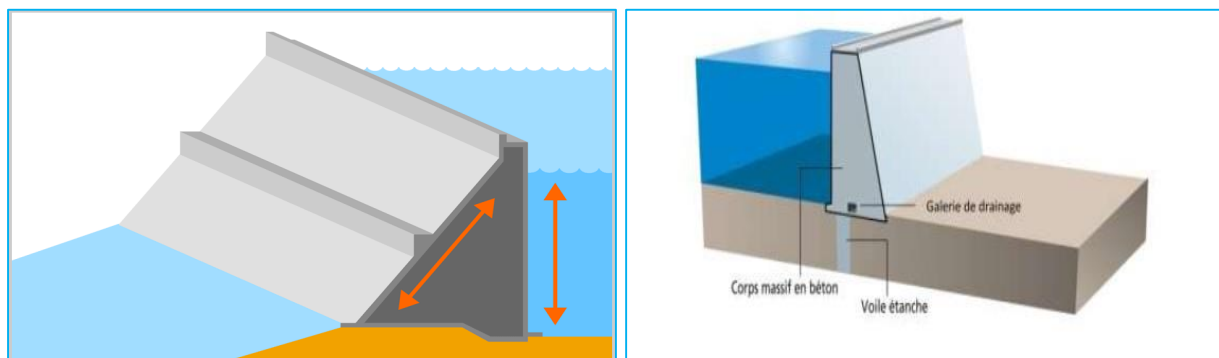


Figure I. 2 Barrage-Poids

I.3.1.2. Le barrage à contreforts

Il oppose aussi son poids à la force de l'eau, tout en minimisant le volume de béton grâce à une conception améliorée. Il est conçu avec des contreforts adjacents à une géométrie complexe, intégrant un masque en avant et une structure soutenant les efforts hydrauliques. Les restrictions concernant le contact avec la fondation sont supérieures à celles d'un barrage-poids de hauteur équivalente. Le barrage à plusieurs voûtes fait également partie de cette classification.

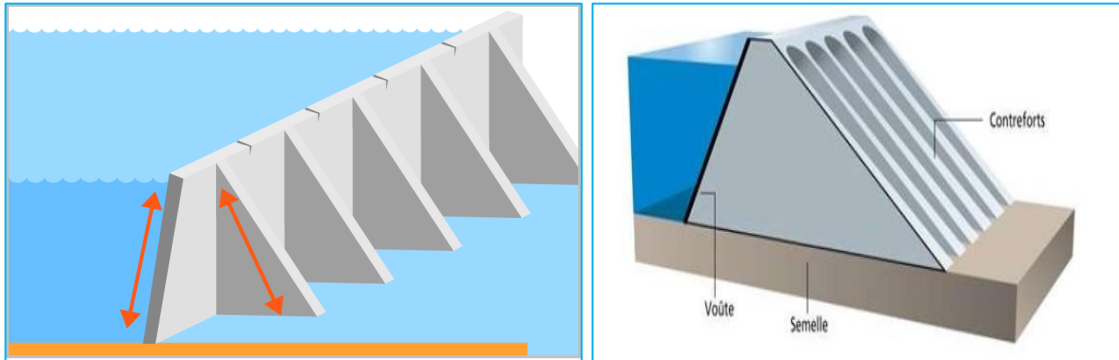


Figure I. 3 Barrage à contreforts

I.3.1.3. Le barrage-voûte

C'est une construction 3D qui fonctionne comme une coque ou un voile. Son importante courbure lui permet de transmettre une grande partie des efforts aux flancs de la vallée, ce qui réduit le volume de béton nécessaire lorsque les conditions sont favorables

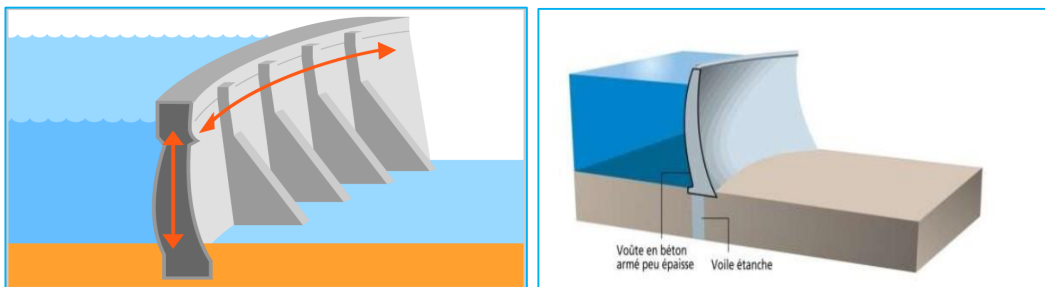


Figure I. 4 Barrage-voûte

I.3.2. Les barrages en remblai (Digue)

Ces barrages se caractérisent par leur grande taille et sont devenus faciles à construire grâce aux équipements modernes. Ce type est choisi lorsque la vallée est très large, où la construction d'une structure en béton n'est pas envisageable, et lorsque les matériaux de construction de base sont proches, ils se composent généralement de terre et de roches.



Figure I. 5 Différents types des barrages en remblai

I.3.2.1 Barrage en enrochement

Le barrage en enrochement est constitué de divers matériaux agencés pour garantir à la fois la stabilité et l'étanchéité, une approche appelée zonage. La protection contre l'humidité est fournie par un écran de ciment ou de béton bitumineux. Cette méthode de barrage facilite l'exploitation optimale des matériaux présents sur le lieu et diminue les volumes à mettre en application. À l'inverse des barrages en béton ou en enrochement, qui se basent sur des matériaux aux propriétés clairement définies, les barrages en terre peuvent être composés de divers matériaux aux caractéristiques variées.

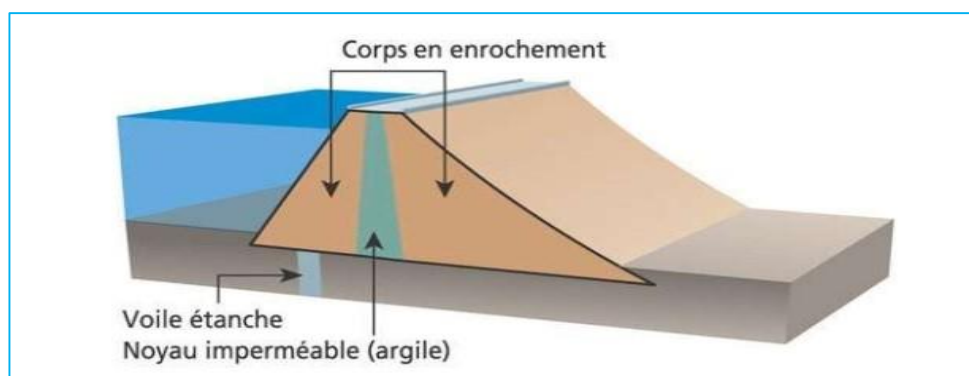


Figure I. 6 Barrage en enrochement

I.3.2.2. Barrages en terre (Digue en terre)

Il s'agit de barrages de remblai faits de matériaux meubles tels que des sols argileux ou rocheux, assurant étanchéité et résistance. Ils sont humidifiés et compactés pour réduire les coûts. La largeur de la base doit être de 4 à 7 fois la hauteur du barrage, avec des systèmes de drainage. Convient aux sites avec des fondations déformables et construit avec des matériaux de chantier selon des proportions spécifiques. Ils sont soit **homogènes**, soit **zonés**.

I.3.2.2.1 Un barrage en terre homogène

Est un barrage construit entièrement d'un seul matériau, souvent de l'argile, pour remplir les fonctions d'étanchéité et de fourniture du bloc de construction. Il présente des pentes inclinées pour plus de stabilité, avec la possibilité d'ajouter du resperm pour une meilleure stabilité et une facilité d'entretien. La pente supérieure est protégée par un support en pierre contre l'usure par les vagues, tandis que la rampe inférieure peut être renforcée par des pierres ou de la végétation. Il est doté d'un système de drainage au fond pour minimiser le risque de corrosion interne due aux fuites d'eau. Ce genre de barrage est employé dans les lacs de montagne et les petits barrages en raison de la possibilité d'être construit sur des fondations moins efficaces par rapport aux barrages en béton.

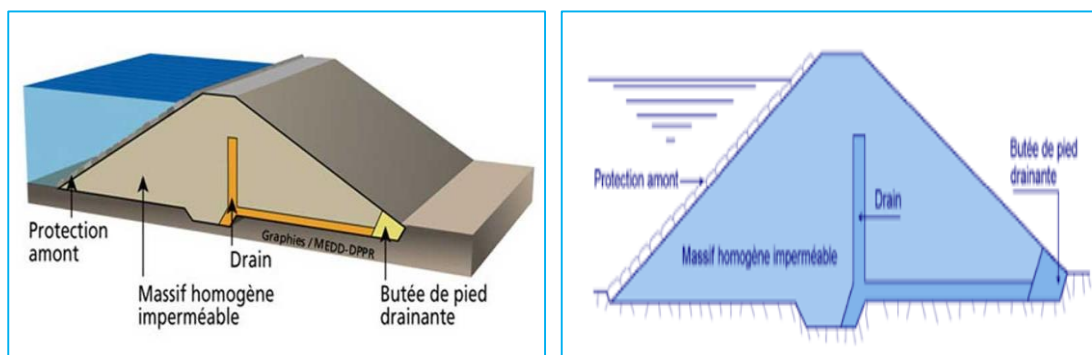


Figure I. 7 Barrage en terre homogène

I.3.2.2.2 Barrage en terre zonée :

Est un barrage cumulus composé de plusieurs couches de matériaux différents pour assurer la stabilité et l'étanchéité séparément. Il a un noyau central non perméable fait de sol argileux, entouré d'une zone semi-perméable d'argile sableuse, suivie d'une couche perméable de gravier. Le noyau est soutenu par des renforts avant et arrière en roche ou en sol grossier pour assurer la stabilité, avec une couverture rocheuse pour protéger le barrage de la corrosion par les vagues. Gradient permet de réduire les quantités utilisées et d'exploiter de manière optimale les matériaux disponibles sur place.

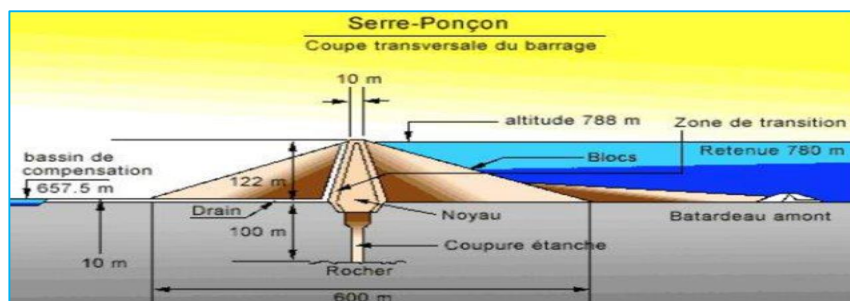


Figure I. 8 Barrage en terre zonée avec un noyau étanche

I.3.2.2.3 Barrages en terre à noyau :

Si la quantité de matériaux étanches présente sur le lieu de construction ne permet pas d'ériger la totalité du corps du barrage, on opte pour une structure comportant des zones dotées d'un noyau d'argile garantissant l'étanchéité. L'assurance de la stabilité de la masse repose sur des régions perméables nommées recharges, nécessitant l'utilisation de filtres de transition pour les différencier. Pour les grandes structures, les matériaux de recharge plus grossiers sont plus robustes que les matériaux argileux, ce qui facilite la construction de pentes plus abruptes et le contrôle des flux. On considère que le noyau isolant est soit vertical, soit incliné. Parfois, il est substitué par un schéma en béton ou en bitume

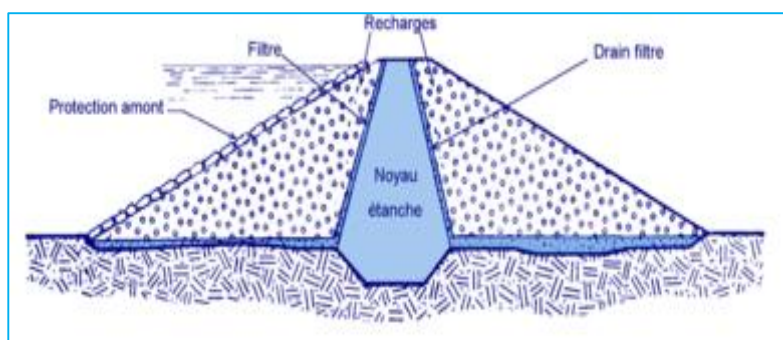


Figure I. 9 Barrages en terre à noyau

I.3.2.2.4 Barrages en terre avec un masque :

Ce sont des barrages cumulus qui ont un écran imperméable appelé masque qui est fixé sur la face du front de mer. Le corps du barrage est construit avec des matériaux à faible déformation pour assurer la stabilité contre les glissements, qu'il s'agisse d'un sol imperméable ou d'un matériau général s'il n'est pas disponible. Le masque peut être en béton, bitumineux ou géométrique, et a la capacité de permettre d'effectuer des réparations lorsqu'il se détériore et d'effectuer des décharges rapides sans danger de glissade

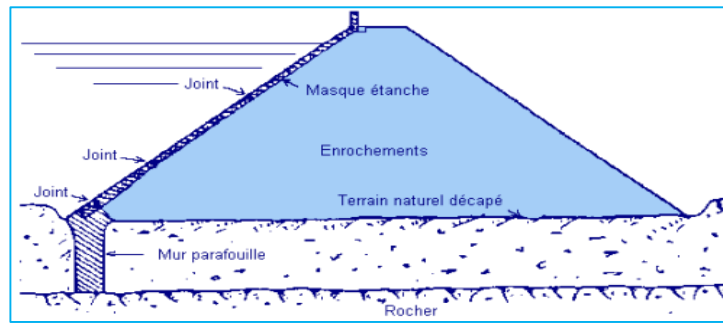


Figure I. 10 Barrages en terre avec masque

I.4 Stabilité des barrages en terre

Le F_s d'une pente est déterminé en fonction de sa géométrie, des coefficients de cisaillement intergrains, de la composition du sol et des pressions poreuses qui y sont générées. Dans un barrage en terre, les pressions poreuses subissent des changements importants au cours de sa durée de vie, et les coefficients de cisaillement, en particulier le coefficient de cohésion C , peuvent changer au fur et à mesure que le barrage est rempli. Par conséquent, sa stabilité doit être vérifiée à différentes étapes : à la fin de la phase de construction. Quand le niveau de l'eau dans le réservoir se stabilise et que le flux à travers le barrage atteint un état opérationnel normal. Lors de la vidange rapide du réservoir. Dans un état normal lors d'un tremblement de terre.

I.4.1 Comportement du barrage pendant et après la construction

Au Durant la phase de construction, la robustesse du barrage en terre. Peut être mise à mal par l'émergence de fortes pressions poreuses, surtout s'il s'agit d'un sol argileux instable riche en eau. et à faible perméabilité, entraînant un drainage de l'eau très lent. Pour réduire ces pressions, la saturation du sol peut être augmentée, ce qui réduit la compressibilité du fluide poreux et limite ses effets sur la stabilité du barrage.

I.4.2 Comportement des barrages dans des conditions normales

D'exploitation Lorsque le réservoir commence à être rempli, un écoulement continu se forme à l'intérieur du corps du barrage, et sa vitesse varie en fonction des caractéristiques du sol. Une fois le système stabilisé, les pressions poreuses ne sont pas directement liées aux contraintes dans le sol, ce qui nécessite une analyse de stabilité basée sur les coefficients de C et ϕ entre les granules, plutôt que de s'appuyer uniquement sur des contraintes efficaces.

I.5 Utilisation des barrages

Les barrages ont deux fonctions primordiales : accumuler de l'eau pour subvenir aux nécessités vitales et économiques, comme l'eau potable, l'irrigation, la génération d'énergie et le transport fluvial, et défendre les régions contre les risques liés à l'eau, tels que la régulation des inondations,

la capture des sédiments et la réduction des avalanches. Cela peut être compris dans le schéma suivant

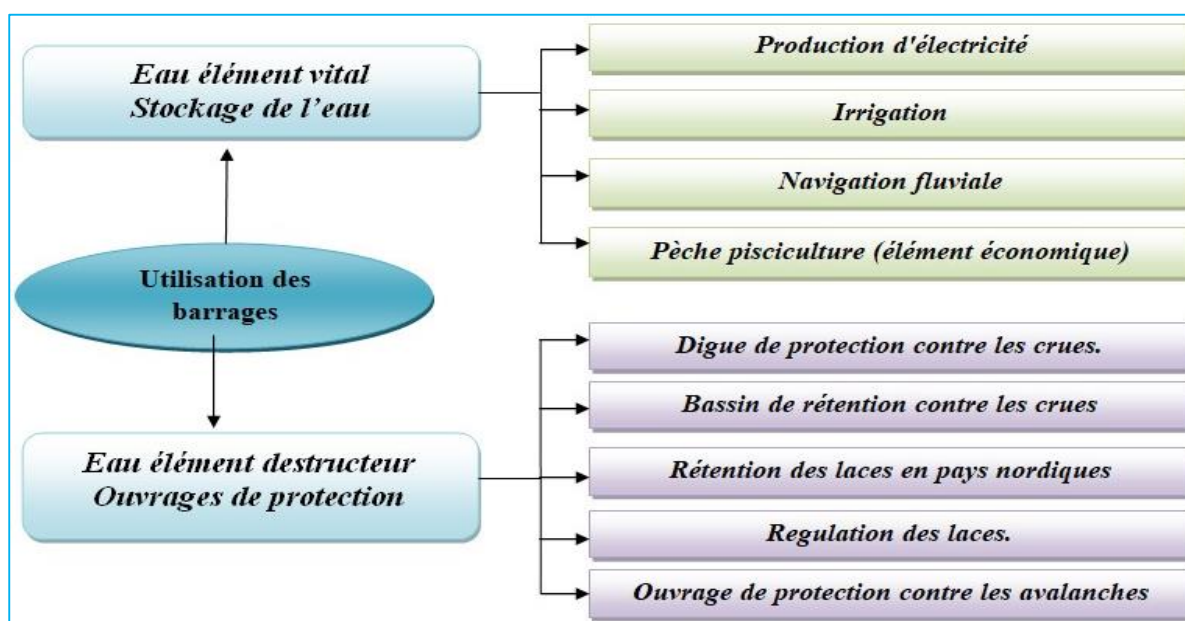


Figure I. 11 Utilisation des barrages

I.6 Rupture des barrages

I.6.1 Causes de l'effondrement des barrages

Les causes de l'effondrement des barrages varient de sorte qu'elles peuvent être techniques, naturelles ou humaines. Ils peuvent être résumés dans le tableau suivant

Tableau I. 1 Les principaux rôles des barrages

Causes techniques	<i>Dysfonctionnement du fonctionnement des vannes.</i>
	<i>Choix inapproprié du matériau ou du type de calfeutrage.</i>
	<i>La nature des fondations est inadéquate.</i>
	<i>Défauts de conception pendant la phase de construction.</i>
Causes naturelles	<i>Inondations exceptionnelles : leur gravité peut dépasser la capacité de drainage du barrage, provoquant son effondrement</i>
	<i>Tremblements de terre : Ils peuvent causer des dommages importants aux barrages, de sorte que les risques sismiques sont considérés lors de la création.</i>
	<i>Glissements de terrain : Ils peuvent affecter directement le barrage ou ses environs, provoquant sa déstabilisation ou son inondation.</i>
Causes humaines	<i>Actes délibérés de sabotage pouvant conduire à l'affaiblissement ou à l'effondrement du barrage.</i>
	<i>Des études préliminaires inexactes entraînent des erreurs de conception.</i>
	<i>Des erreurs de fonctionnement peuvent entraîner une mauvaise gestion du débit d'eau.</i>

I.6.2 Mécanismes de rupture dans les ouvrages en terre

L'eau pénètre à travers les constructions hydrauliques en remblai, comme les barrages et les digues, en traversant leurs fondations et leurs appuis. Dans certaines situations exceptionnelles, comme en période de crue, elle peut même déborder par surverse au-dessus de l'ouvrage.

Les principales formes de rupture causées La formation d'une brèche (ouverture) et le glissement sont le résultat de l'intervention de l'eau.

Généralement, la rupture résulte d'une succession de phénomènes interdépendants qui s'amplifient progressivement. **La figure I.12** illustre quelques enchaînements possibles menant à la rupture et présente également les trois types de modélisation existants.

Cependant, certains phénomènes complexes et interactions échappent encore aux modèles actuels, rendant la prévision précise des ruptures un défi constant en ingénierie.

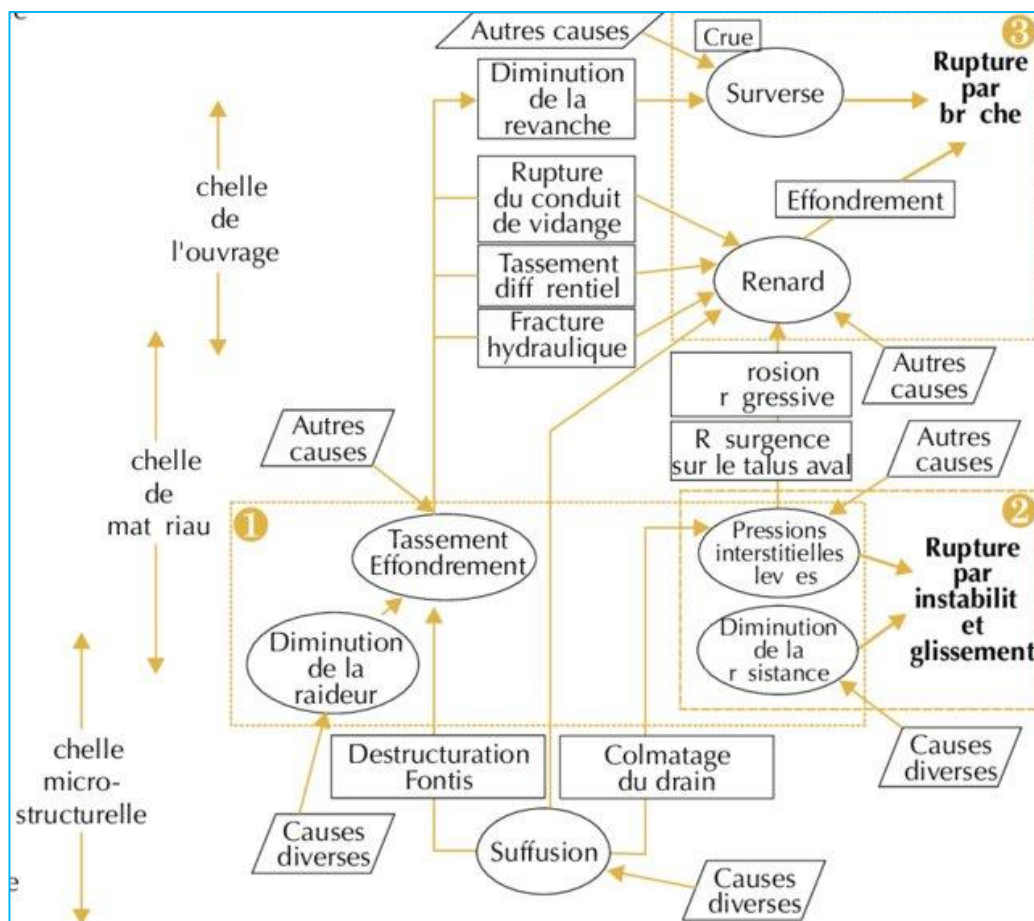


Figure I. 12 Mécanismes de rupture induits par l'action de l'eau

L'influence de l'eau s'exerce à différentes échelles de temps et d'espace, tandis que le poids propre reste une sollicitation constante affectant les ouvrages en terre.

Dans le schéma, les flèches représentent des issues possibles plutôt que des relations de cause à effet directes. Les encadrés en pointillés illustrent les approches de modélisation actuelles, qui incluent :

1. La modélisation du couplage hydromécanique à l'aide de la MEF.
2. L'évaluation de la stabilité peut être réalisée par l'approche de l'équilibre limite, l'analyse limite ou le calcul à la rupture.
3. La modélisation du bris progressif en prenant en compte les impacts hydrauliques et le déplacement de matière solide.

I.6.2.1 Le Glissement par instabilité

L'instabilité par glissement provient du décrochage et du mouvement d'une masse de terre ou de roche sur un dénivelé sous l'influence de la force gravitationnelle. Il est influencé par la faible résistance du sol, la saturation en eau et l'augmentation de la pression interstitielle. L'eau joue un rôle clé dans l'instabilité des pentes des barrages, notamment en cas de construction rapide, de vidange soudaine ou d'un drainage insuffisant. La stabilité des pentes est vérifiée en fin de construction et lors des variations du niveau du réservoir, ce phénomène affectant aussi les fondations et les berges du réservoir

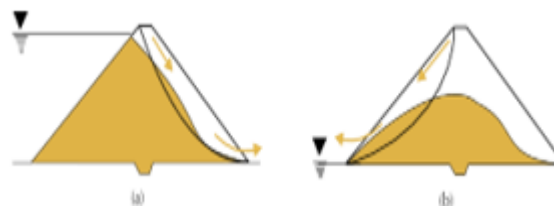


Figure I. 13 Instabilité par glissement

I.6.2.2 L'érosion hydraulique interne

L'érosion à l'intérieur se produit lorsque l'eau entraîne des particules à l'intérieur du barrage ou de ses fondations. Elle prend deux formes : le renard, un transport concentré dans un conduit, et la suffusion, un transport diffus affectant uniquement les fines en suspension.



Figure I. 14 Rupture par affouillement

I.6.2.3 La suffusion

La suffusion est un type d'érosion souterraine caractérisé par la perte de particules fines sans dissolution. L'écoulement de l'eau transporte ces particules à travers la structure de sol, augmentant la perméabilité et réduisant la densité de certaines zones, ce qui peut provoquer un *renard* ou des effondrements. À l'inverse, l'accumulation des fines dans d'autres zones diminue la perméabilité et élève la pression interstitielle, favorisant ainsi les glissements.

I.6.2.4 Le renard

Le phénomène de renard peut survenir au sein du corps du barrage ou dans ses fondations, entraînant l'érosion des particules fines sous l'effet du flux d'eau. Dans un sol non cohésif, l'érosion débute en aval et se propage vers l'amont à mesure que la vitesse de l'eau augmente en raison du raccourcissement du trajet. En revanche, dans un sol cohésif et dispersif, il résulte d'un processus de défloculation, où l'eau s'infiltré à travers des fissures, entraînant une érosion simultanée des parois du canal d'écoulement, ce qui accroît le risque de déstabilisation progressive du barrage.

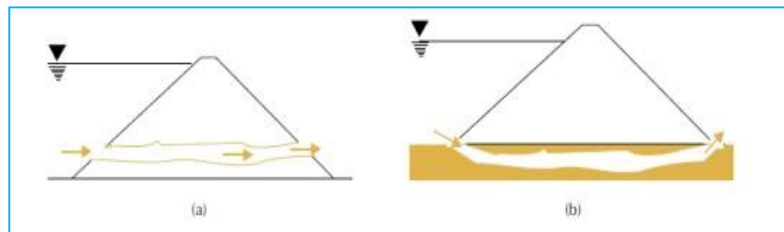


Figure I. 15 Renard dans le corps de l'ouvrage (a) ou dans la fondation (b)

Cette érosion génère un tunnel qui traverse le barrage ou sa fondation (Figure I.15).

L'élargissement du diamètre est constaté. Si la tendance persiste, un effondrement pourrait survenir, menant à une fissure. (Figure I.16)

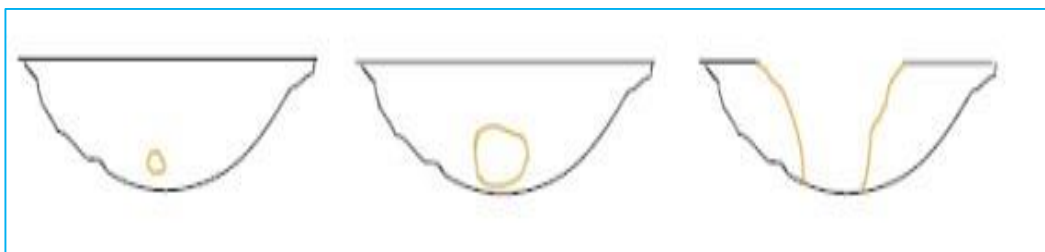


Figure I. 16 Évolution type d'un renard dans le corps de l'ouvrage

La formation de la brèche se produit en quelques minutes à plusieurs heures et résulte de deux phénomènes principaux :

- Le détachement des matériaux et leur transport par charriage, d'abord sur le parement aval, puis sur le fond et les côtés de la brèche.

- Le glissement des parois latérales sous l'effet de l'instabilité ainsi engendrée. (Figures I.17 et 18)

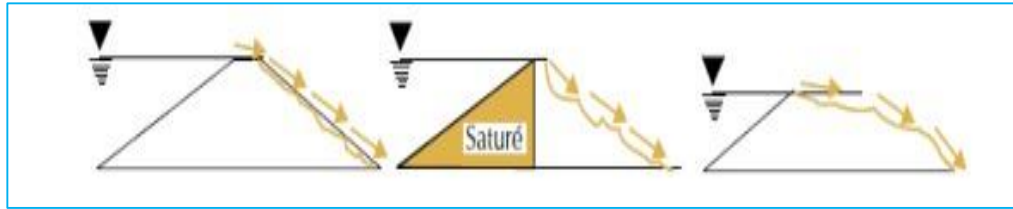


Figure I. 17 Évolution type d'une brèche par surverse

(La force hydrostatique entraîne une cassure soudaine de la section supérieure de la structure)

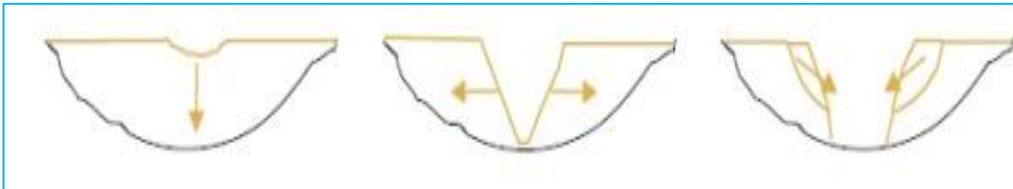


Figure I. 18 Évolution type d'une brèche par surverse

(La fissure se creuse puis s'étend par érosion latérale ou par effondrement des talus.)

I.6.2.5 Rupture par érosion externe et affouillement

L'action des courants sur le parement amont du barrage entraîne une érosion progressive de sa base, augmentant ainsi la pente et affaiblissant ses propriétés mécaniques en raison de la saturation en eau. Cela provoque des glissements formant des cavités qui accélèrent l'érosion et la déstabilisation du barrage, comme illustré dans la figure I.19

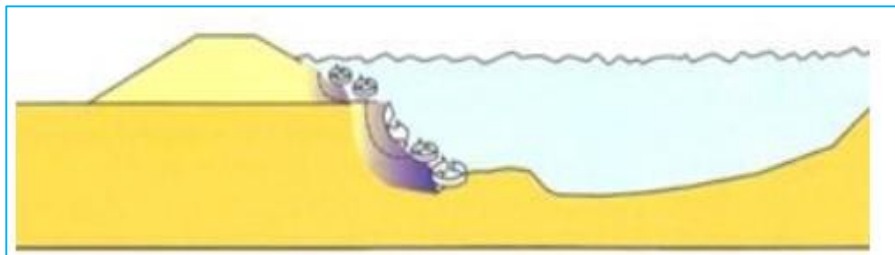


Figure I. 19 Rupture par affouillement

I.6.2.6 Liquéfaction de la digue ou des terrains de fondation sous sollicitation sismique

Les barrages riches en fines peuvent s'effondrer par liquéfaction lorsque la saturation en eau et un effort de cisaillement, comme un séisme, entraînent une perte de cohésion du sol, le rendant fluide. Ce phénomène a causé l'effondrement du barrage de San Fernando en Californie en 1999 (figure I.20).



Figure I. 20 Rupture par liquéfaction

I.7 Stabilité des barrages en terre

Les instabilités des pentes naturelles sont fréquemment causées par l'écoulement de l'eau ou par l'érosion à la base du massif, soulevant des problèmes de rupture à long terme. Des ruptures par glissement se produisent également dans les ouvrages artificiels, tels que les talus construits pour élargir une plateforme ou une tranchée, ainsi que ceux issus du remblai. D'autres structures, comme les digues, les barrages en terre et les retenues collinaires, sont aussi sujettes à ces ruptures en raison de problèmes d'infiltration ou d'érosion des berges.

I.7.1 Coefficient de sécurité (Fs)

Le calcul de F_s des talus face à la rupture reste une question largement débattue en mécanique des sols. Bien que diverses approches aient été proposées, aucune ne permet d'aboutir à une solution pleinement satisfaisante.

Le F_s est défini par la relation suivante

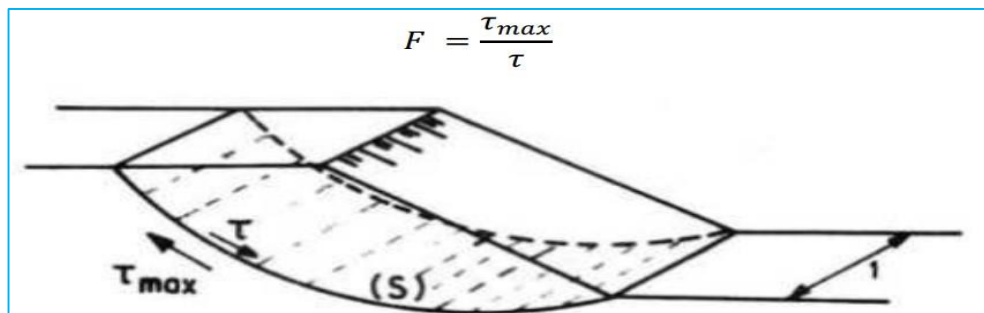


Figure I. 21 Surface de rupture

Où τ_{max} fait référence à la résistance au cisaillement du sol concerné par le glissement et où τ représente la contrainte de cisaillement effectivement active le long de la surface de rupture.

I.7.2 Analyse de la stabilité d'un barrage en terre

L'étude de la stabilité des talus amont et aval constitue un élément essentiel dans la conception des barrages en terre, car elle joue un rôle déterminant dans la sécurité et la durabilité de l'ouvrage.

Cette analyse repose sur l'évaluation de la résistance du sol au glissement sous l'effet des charges diverses, qu'elles proviennent du poids propre du remblai ou des pressions interstitielles engendrées par l'eau.

Plusieurs facteurs doivent être pris en compte, notamment l'état des pressions interstitielles à l'intérieur du barrage, car elles influencent directement la résistance au cisaillement du sol. En fonction de ces considérations, la stabilité est analysée selon différents scénarios opérationnels, afin d'évaluer la capacité du barrage à résister aux diverses sollicitations auxquelles il peut être exposé au cours de sa vie. Concrètement, le FS est calculé le long des cercles de glissement supposés dans les situations suivantes :

En fin de construction : Cette phase permet d'évaluer la stabilité des talus amont et aval sous l'effet des seules charges propres du remblai, sans influence notable des infiltrations d'eau. À ce stade, les matériaux peuvent ne pas avoir atteint leur pleine cohésion, rendant cette analyse indispensable.

Utilisation normal : Ce cas correspond à la situation où le barrage est rempli d'eau avec une percolation permanente à travers l'ouvrage. L'étude se concentre principalement sur le talus aval, qui peut être soumis à des risques d'instabilité dus aux pressions interstitielles élevées générées par l'infiltration.

Lors d'une vidange rapide : Ce scénario intervient lorsqu'un abaissement rapide du niveau d'eau est effectué. Le talus amont est particulièrement concerné par cette situation, car l'eau emprisonnée dans le sol ne s'évacue pas instantanément, ce qui entraîne une augmentation des pressions interstitielles et une diminution de la résistance au cisaillement, augmentant ainsi le risque de rupture.

Pour garantir la stabilité du barrage dans chacune de ces situations, différentes méthodes d'analyse sont employées, notamment la méthode de l'équilibre limite (Méthode de l'équilibre limite) et les approches numériques basées sur la MEF. Ces études visent à s'assurer que le facteur de sécurité reste supérieur aux seuils admissibles, garantissant ainsi la fiabilité et la sécurité de l'ouvrage hydraulique.

I.7.3 Historique des méthodes d'analyse de la stabilité

La méthode suédoise a été découverte en 1921 et confirmée par Fellenius en 1927, avant d'être améliorée pour déterminer le cercle critique de glissement. Par la suite, Bishop, Morgenstern-Price, Spencer, Janbu et le U.S. Army Corps of Engineers (entre 1955 et 1970) ont développé des méthodes plus précises intégrant différentes hypothèses sur les tranches et pressions au sein du massi.

La méthode de Fellenius repose sur l'hypothèse que les forces agissant entre les tranches s'annulent, impliquant une résultante nulle pour chaque tranche.

Enfin, le facteur de sécurité associé à un cercle de glissement donné est déterminé à l'aide de l'expression suivante :

$$F = \frac{\sum [c'b + (W \cos^2 \alpha - ub) \tan \varphi'] / \cos \alpha}{\sum W \sin \alpha}$$

Les paramètres intervenant dans le calcul de F sont donc :

B : la largeur des ranches ;

A : l'angle orienté au fait le rayon du cercle passant par le milieu de la base de la tranche avec la verticale

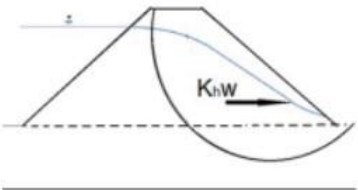
-la hauteur de la tranche pour le calcul du poids W.

- c', φ' : valeurs effectives des paramètres du sol

- u : pression interstitielle

N.B. Dans le cas d'un séisme

Dans le cas de l'application de la méthode des tranches de Fellenius, la force sismique Ps est calculée pour

$$F = \frac{\sum [c'b + (W \cos^2 \alpha - ub) \tan \varphi'] / \cos \alpha}{\sum W \sin \alpha + \beta \frac{K}{R} \sum W * q}$$


Chaque tranche. Elle s'exprime sous la forme (Rolley, Kreitmann et al. 1977) : $P_s = \beta * K * w$

β : coefficient qui dépend des caractéristiques dynamiques de l'ouvrage au séisme (β=1,5)

K : coefficient qui dépend du degré de séismicité de la zone et du degré d'importance de l'ouvrage (K≈0,025)

q : bras de levier de la force sismique par rapport au centre du cercle O et de rayon R

a.2) Méthode de Bishop

Cette méthode repose sur les hypothèses suivantes :

-La surface de glissement est circulaire.

-Les forces verticales entre les tranches sont nulles, soit ($V_n - V_{n+1} = 0$).

Elle assure l'équilibre des forces verticales pour chaque tranche, ainsi que l'équilibre des moments par rapport au centre du cercle de glissement. Le facteur de sécurité Fs est calculé selon l'expression suivante :

$$F = \frac{\sum[c'rb+(W-ub)\tan\phi']}{m_\alpha \sum W \sin\alpha}$$

Avec :

$$m_\alpha = \cos\alpha \left[1 + \frac{\tan\phi' \cdot \tan\alpha}{F} \right]$$

Le calcul de **FS** est effectué par itérations successives, en prenant comme valeur initiale F_0 le facteur de sécurité obtenu par la méthode de Fellenius.

Comparaison entre les deux méthodes

La méthode de Fellenius fournit des résultats plus conservateurs que la méthode de Bishop, avec des écarts pouvant atteindre 10 % sur **Fs**.

Elle présente l'avantage de la simplicité, ce qui la rend adaptée aux cas courants en ingénierie géotechnique.

Tableau I. 2 Valeurs du coefficient de sécurité imposé

Cas de charge	Amont	Aval
Fin de Construction	1.25	1.25
Utilisation Normale		1.35
Vidange Rapide	1.25	
U Normale + Séisme		1.15

I.7.4.2 Méthode des éléments finis (MEF)

La MEF s'est développée grâce aux avancées en informatique et en mathématiques, devenant l'une des méthodes numériques les plus performantes, notamment dans les domaines de l'aérospatiale, du génie civil et de la mécanique.

Elle consiste à diviser la structure étudiée en un maillage d'éléments finis connectés par des nœuds. Chaque élément est d'abord analysé individuellement, puis assemblé afin d'assurer l'équilibre des forces et la concordance des mouvements., permettant ainsi de modéliser le comportement réel de la structure.

I.7.4.3 Méthodes de calcul de stabilité sous séisme

L'approche pseudo-statique modélise l'action sismique par une accélération équivalente, prenant en compte la réaction probable du massif en pente.

Les efforts pseudo-statiques sont définis par deux coefficients :

k_H : représente la composante horizontale dirigée vers l'aval.

k_V : représente la composante verticale, pouvant être ascendante ou descendante.

Ces coefficients permettent d'intégrer l'effet du séisme dans l'évaluation de la stabilité des pentes.

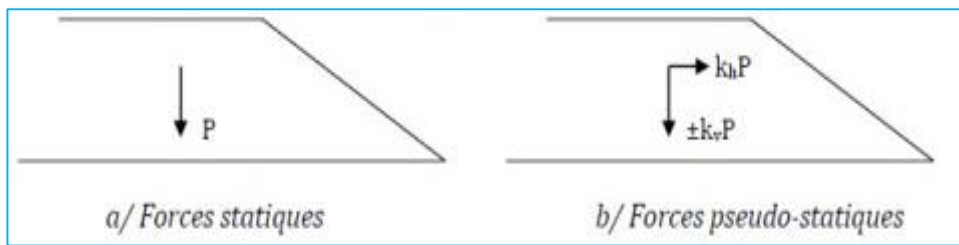


Figure I. 23 Forces pseudo-statiques apportées à un talus

Les k_h et k_v dépendent des formations géologiques du site.

I.8 Techniques et moyens de confortement (renforcement)

I.8.1 Techniques de renforcement des sols

Les sols possèdent une structure minérale plus ou moins compacte avec une porosité naturelle permettant la circulation de l'eau et de l'air. Leur perméabilité varie selon leur nature : l'eau circule facilement dans les sables et les graviers, tandis qu'elle est beaucoup plus lente dans les limons et les argiles. De plus, des facteurs externes comme la sécheresse ou les séismes peuvent altérer leurs propriétés mécaniques.

Les techniques d'amélioration des sols visent à accroître leur compacité, soit par consolidation, en expulsant l'eau sous pression, soit par compactage dynamique, en réarrangeant les grains par vibrations. Quant au renforcement des sols, il consiste à introduire des éléments de soutien pour limiter les déformations et assurer la stabilité.

Le concept de terre armée, développé par Henri Vidal dans les années 1960, s'est élargi à d'autres techniques comme les micropieux, colonnes ballastées, clouage des sols et membranes géotechniques.

I.8.2 Contraintes économiques

Les solutions techniques doivent intégrer les exigences de stabilisation en équilibrant :

Les considérations économiques : efficacité des coûts, entretien futur, disponibilité des matériaux et compétences locales.

Les contraintes administratives : urgence des travaux, rapidité des résultats, risques liés au projet.

Les aspects techniques : conditions climatiques, risque d'extension, niveau de stabilisation requis.

I.8.3 Terrassement :

La stabilité du sol étant directement liée à la pente du terrain, le terrassement constitue une solution naturelle de stabilisation. On distingue quatre principales méthodes :

I.8.3.1 Chargement du pied :

La stabilisation des glissements de terrain se fait en butant le talus avec une masse suffisante pour équilibrer les forces motrices, via des butées ou des banquettes.



Figure I. 24 Chargement du pied (Sellami S et Belamri S, 2014.)

I.8.3.2 Déchargement de la crête du talus (allègement en tête)

La réduction du poids au sommet diminue les poussées et améliore la stabilité, d'où l'importance de commencer le terrassement par l'amont.

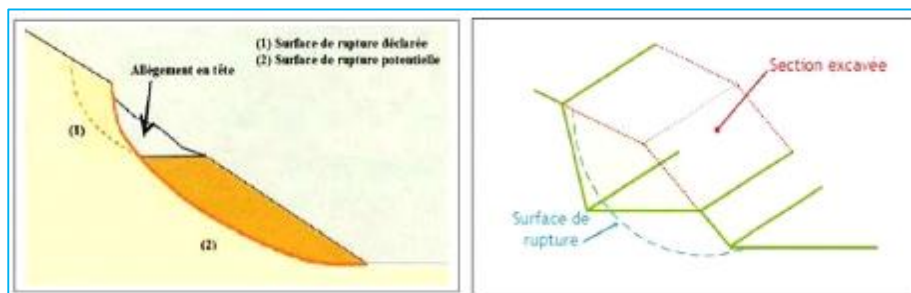


Figure I. 25 Allègement en tête

I.8.3.3 Substitution

Cette technique consiste à remplacer la masse glissée par un matériau plus adapté, en veillant à :

Délimiter précisément la zone affectée.

Excaver plus profondément que la surface de glissement pour garantir l'efficacité.

Assurer une bonne adhérence entre les couches et un drainage adéquat.

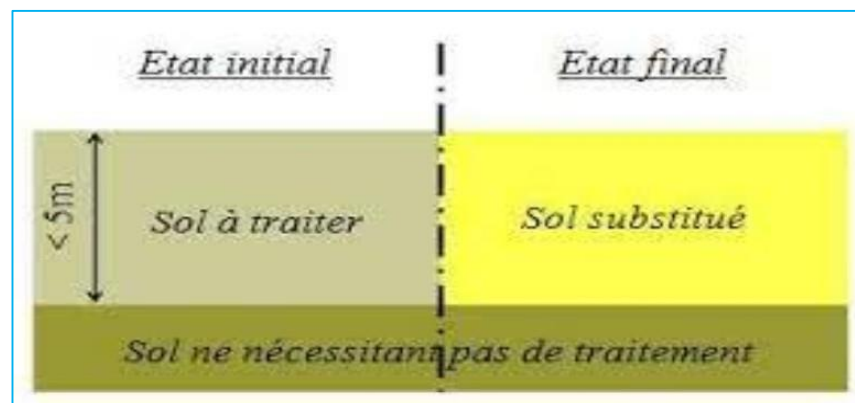


Figure I. 26 Substitution (Rahil.R & Smahi S, 2021)

I.8.3.4 Reprofilage

Cette technique vise à réduire l'inclinaison du talus, améliorant ainsi la stabilité et facilitant l'accès pour l'entretien. Elle est efficace pour les talus de déblais, mais mal adaptée aux pentes naturelles instables en raison des volumes de sol importants à déplacer.

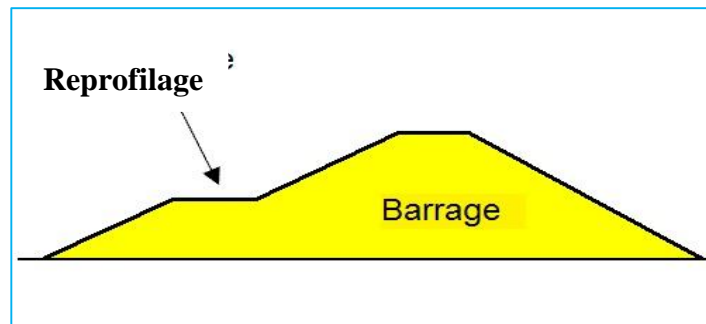


Figure I. 27 Reprofilage

I.8.4 Systèmes de drainage

L'eau joue un rôle déterminant dans les glissements de terrain. Ainsi, les systèmes de drainage sont utilisés pour réduire la pression interstitielle et améliorer la stabilité des sols. Deux stratégies principales permettent d'atteindre cet objectif : empêcher l'apport d'eau sur le site ou évacuer l'eau accumulée dans le massif instable. Toutefois, pour garantir leur efficacité, ces systèmes nécessitent un entretien régulier.

I.8.4.1 Collecte et évacuation des eaux de surface

Cette méthode vise à limiter l'impact de l'eau sur le sol en mouvement, notamment celle provenant du ruissellement ou de l'infiltration à travers les fissures. Des fossés, caniveaux et colmatages des fissures sont ainsi mis en place en urgence pour ralentir l'aggravation des glissements de terrain.

I.8.4.2 Tranchées drainantes

Ces tranchées permettent d'abaisser le niveau de la nappe phréatique en interceptant les écoulements souterrains et les couches aquifères. Leur implantation, profondeur et espacement sont déterminés sur la base d'études hydrogéologiques afin d'optimiser leur efficacité

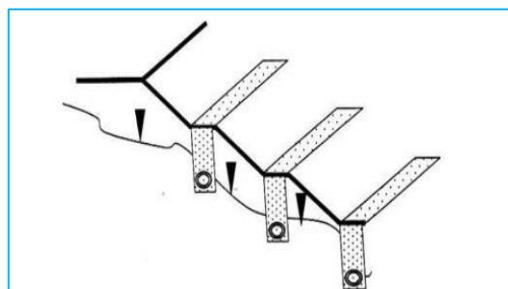


Figure I. 28 Tranchées drainants

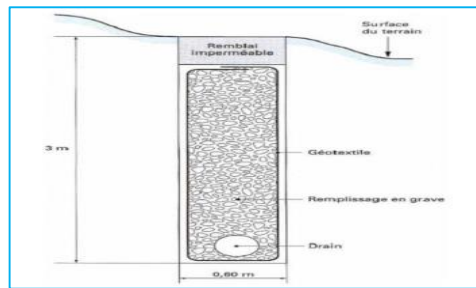


Figure I. 29 Coupe d'une tranchée drainante

I.8.4.3 Drains Subhorizontaux : Une Technique Efficace pour le Contrôle des Eaux Souterraines

Les drains subhorizontaux sont utilisés pour assainir et sécuriser les zones dégradées en éliminant les accumulations d'eau pouvant causer des désordres. Cette technique repose sur le forage horizontal et l'installation de tuyaux de drainage à l'aide d'équipements spécialisés.

Le drainage exige une grande précision, notamment dans les environnements contenant des réseaux souterrains tels que des câbles électriques ou des conduites de gaz et d'eau. Ces drains contribuent à réguler le niveau de la nappe phréatique, même à des profondeurs allant jusqu'à 200 mètres, en stabilisant les terrains sujets aux glissements grâce à des systèmes de forage avancés. Cependant, leur mise en place présente des défis techniques, comme les déviations de trajectoire lors du forage. Il est donc crucial d'adapter la pente des drains en fonction des caractéristiques du sol. De plus, des phénomènes physiques tels que le « corde lâche » ou la chute d'équipements doivent être anticipés en utilisant des composants adaptés pour garantir la réussite de l'installation.



Figure I. 30 Drains Subhorizontaux

I.8.4.4 Éperons drainants

Appropriés pour les talus de faible hauteur (< 5 m), ils sont réalisés perpendiculairement au talus et remplis d'un matériau drainant. Leur efficacité est renforcée par leur profondeur et leur faible espacement, et ils présentent l'avantage de ne pas compromettre la stabilité du talus.

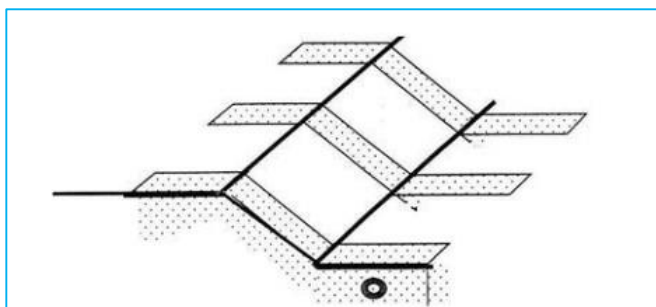


Figure I. 31 Éperons drainants

I.8.4.5 Drains verticaux et galeries drainantes

Ils comprennent des puits équipés de pompes, ainsi que des drains verticaux utilisant un système de siphon pour évacuer l'eau vers un point bas. Les galeries drainantes, bien que coûteuses, sont très efficaces. Par exemple, le glissement de terrain du Bilan (Isère, France) a été stabilisé grâce à une galerie de 850 m, combinée avec des forages verticaux ascendants.

I.8.5 Introduction d'éléments résistants

Lors des phénomènes de glissements de terrain, l'utilisation d'éléments résistants tels que les murs de soutènement, les tirants d'ancrage, les clous, et les pieux permet de limiter les déformations et d'arrêter le mouvement des masses instables, en particulier lorsque les solutions classiques comme le terrassement et le drainage ne sont pas applicables.

I.8.5.1 Murs de soutènement

Les murs de soutènement sont conçus pour stabiliser les sols et empêcher leur déplacement. Cependant, les structures rigides comme les murs en béton armé sont moins adaptées aux terrains sujets aux déformations importantes. À l'inverse, les structures plus souples, comme les gabions ou les murs en sol renforcé par des géotextiles ou des armatures métalliques, sont souvent privilégiées en raison de leur capacité à absorber les mouvements sans perdre en efficacité.



Figure I. 32 Murs de soutènement

I.8.5.2 Tirants d'ancrage

Cette technique consiste à réduire les forces actives du glissement en ancrant des câbles en acier sous la surface de rupture dans un sol stable. Une force de traction est ensuite appliquée, répartie à travers des plaques métalliques ou des blocs en béton armé. Ces tirants sont souvent combinés avec des murs ou des longrines pour renforcer leur efficacité.

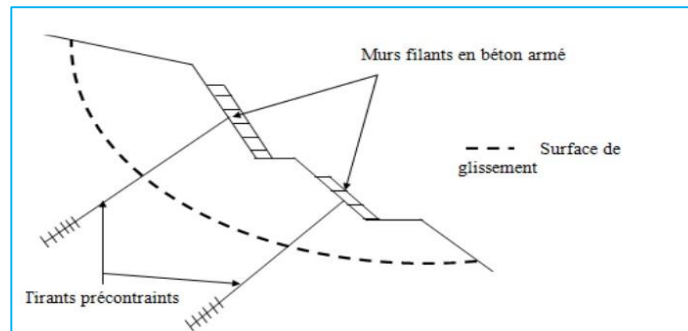


Figure I. 33 Tirants d'ancrage

I.8.5.3 Renforcement par inclusion

Le renforcement du sol par des inclusions est une solution couramment utilisée en raison de sa mise en œuvre rapide et de son faible impact sur la géométrie du site. On distingue deux types d'inclusions :

a) Clous et micropieux : Composés de barres métalliques injectées avec un coulis de ciment, ces éléments sont installés verticalement ou obliquement. Ils stabilisent la masse en mouvement en mobilisant des forces de traction et de cisaillement, bien que leur efficacité soit limitée dans les cas de glissements de grande ampleur.

b) Pieux et barrettes : Ces éléments, plus rigides, sont implantés verticalement et travaillent principalement en flexion et cisaillement, contrairement aux clous qui mobilisent des efforts en traction et flexion.

I.8.5.3.1 Mécanisme d'action des pieux

Les pieux transmettent les charges au sol de deux manières :

Par appui sur leur pointe, lorsque celle-ci repose sur une couche de sol résistant.

Par frottement latéral, où l'adhérence entre le fût du pieu et les différentes couches de sol traversées contribue à la transmission des efforts. Cette méthode est particulièrement utile dans les sols de faible portance, bien que son efficacité puisse être réduite en cas de liquéfaction du sol lors d'un séisme.



Figure I. 34 Paroi clouée



Figure I. 35 Micropieux

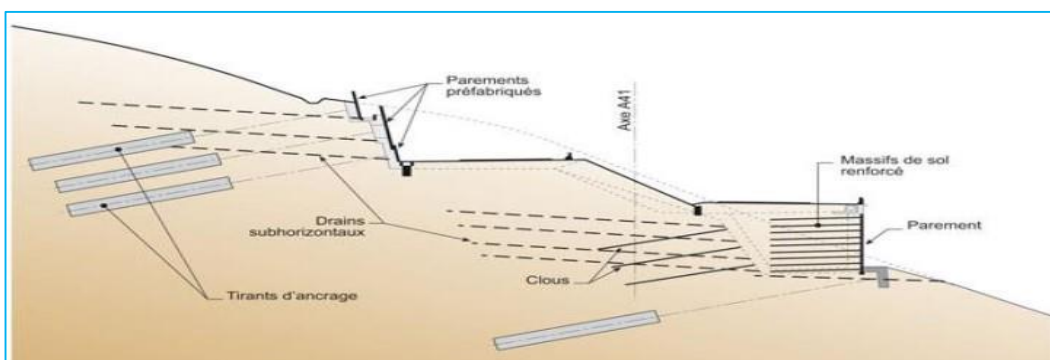


Figure I. 36 Clouages d'un glissement.

I.8.6 Confortement et traitements complémentaires

I.8.6.1 Les injection

Les fissures causées par le cisaillement, le retrait ou la traction facilitent l'infiltration de l'eau et aggravent l'instabilité du sol. Le comblement de ces fissures par injection peut être une solution efficace, à condition que les déformations ultérieures ne les rouvrent pas rapidement. Il est donc préférable de réaliser l'injection après une première phase de stabilisation, généralement par drainage, ou de répéter l'opération si nécessaire pour garantir son efficacité.

I.8.6.2 Le reboisement

Le reboisement est une solution économique et efficace pour stabiliser les pentes. Les arbres jouent un double rôle : leurs racines renforcent la résistance au cisaillement du sol en assurant un ancrage naturel, tandis que la couverture végétale régule l'équilibre hydrique en réduisant l'humidité excessive grâce à l'évapotranspiration. De plus, la végétation protège le sol contre l'érosion et limite son lessivage.

I.8.7 Technique de renforcement par géosynthétiques

Les géosynthétiques sont fabriqués sous diverses formes à partir de polymères issus de l'industrie chimique, tels que le polyéthylène, le polypropylène, le polyester, ainsi que des fibres de verre et végétales. Actuellement, il existe des centaines de produits géosynthétiques sur le marché, qui peuvent être regroupés en six catégories en fonction des matières premières employées, des procédés de fabrication et de leurs domaines d'application.

I.8.7.1 Géotextiles

Les géotextiles sont des textiles polymères perméables, utilisés pour la séparation, la filtration, le drainage, le renforcement et le contrôle de l'érosion. Ils peuvent être non tissés, tissés ou tricotés.

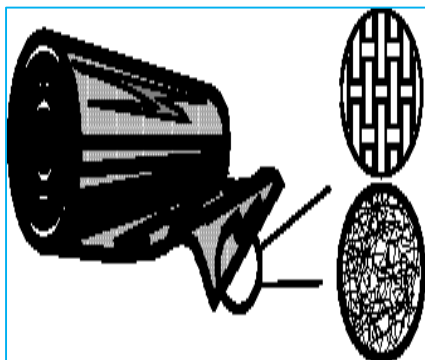


Figure I. 37 A gauche structure d'un géotextile, à droite une nappe de géotextile

I.8.7.2 Géogrille

Structures planes en polymère renforçant les fondations et les remblais, avec une résistance à la traction variant entre 20 kN/m et 1000 kN/m. Deux types de géogrilles : *uni axiale* et *bi-axiale*



Figure I. 38 Géogrille, et sa mise en place

I.8.7.3 Géofilet

Réseaux de tiges parallèles assemblées à des angles variables, avec filets souples et grilles rigides

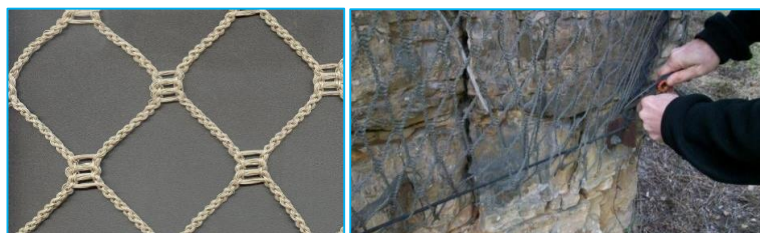


Figure I. 39 Géofilet, et à droite un géofilet dans un merlon

I.8.7.4 Géocomposite

Assemblages combinant plusieurs géosynthétiques, utilisés pour la séparation, le renforcement et la réduction des fissures dans les enrobés.



Figure I. 40 Structure d'un géocomposite

I.8.7.5 Géosynthétiques bentonitiques

Géocomposites intégrant une couche de bentonite, efficaces comme barrières aux liquides et gaz, notamment pour l'étanchéité des décharges.

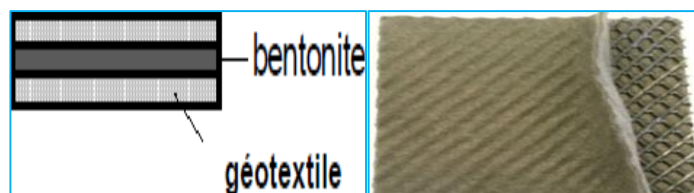


Figure I. 41 Géosynthétiques bentonitiques

I.8.7.6 Géosynthétiques alvéolaires

Structures tridimensionnelles constituées de bandes polymères formant des cellules remplies de sol ou de béton.



Figure I. 42 Forme d'un géosynthétiques alvéolaires, à droite placement d'une nappe

I.8.7.7 Géomembrane

Feuilles synthétiques ou bitumineuses étanches, servant de barrières entre le sol et les fluides ou gaz, employées notamment dans le stockage des déchets.



Figure I. 43 Forme d'une géomembrane leur, et à droite sa mise en place

I.9 Conclusion

Ce chapitre traite des digues en terre, des méthodes de calcul de leur stabilité et des techniques de renforcement. Il met en évidence l'avantage économique des barrages en terre par rapport aux barrages en béton, étant généralement construits avec des matériaux locaux. Ces ouvrages sont soumis à divers risques tels que le glissement, l'érosion interne et externe, ainsi que la liquéfaction sous séisme, nécessitant une évaluation rigoureuse de leur stabilité à l'aide de méthodes comme l'équilibre limite et les éléments finis. Pour assurer leur durabilité, des techniques de renforcement sont mises en place, incluant l'aménagement des pentes, les systèmes de drainage, l'introduction d'éléments résistants tels que les murs de soutènement et les pieux, ainsi que l'utilisation de matériaux géosynthétiques comme les géotextiles et les géogrilles, garantissant ainsi leur performance et leur sécurité à long terme.

CHAPITRE DEUXIEME

Généralités sur les filtres et les drains

Généralités sur les filtres et les drains

II.1. Les filtres

II.1.1 Introduction

Lorsque le réservoir du barrage est rempli, l'eau a tendance à s'infiltrer vers les zones de moindre pression en aval, ce qui peut entraîner des problèmes tels que l'érosion des particules de sol, la diminution de la stabilité du barrage due aux pressions d'écoulement et la perte d'eau par infiltration.

Ainsi, le contrôle des infiltrations est un élément essentiel dans la conception des barrages en remblais. Plusieurs approches sont mises en œuvre de manière combinée, notamment :

- L'utilisation de filtres pour prévenir l'érosion interne dans le corps du barrage et ses fondations.
- La réduction du débit et de la pression des infiltrations en allongeant le chemin d'écoulement.
- L'élimination et la dissipation des pressions d'eau grâce à l'utilisation de drains ou de puits de drainage.

Pour un contrôle efficace des infiltrations, il est essentiel d'intégrer des dispositifs de drainage et de filtration dans la conception du barrage afin d'assurer sa stabilité et sa durabilité.

II.1.2 Nature des matériaux granulaires (Règle de filtre)

Sous l'effet de l'écoulement de l'eau, les particules fines du sol peuvent migrer vers une zone plus grossière, comme entre le remblai d'un barrage et le matériau drainant. Pour éviter cela, les couches adjacentes doivent respecter des critères de filtration basés sur la granulométrie.

Étant donné la difficulté d'assurer directement ces conditions, une couche intermédiaire appelée filtre est généralement interposée. Les critères suivants doivent être respectés aux interfaces entre le remblai et le filtre, puis entre le filtre et le drain :

Condition de rétention des fines : $D_{15} < 5. D_{85}$

Condition de perméabilité : $D_{15} > 0,1 \text{ mm}$

Coefficient d'uniformité des filtres et drains : entre 2 et 8

Condition de propreté pour le drain : $D_{05} > 0,08 \text{ mm}$

Lorsque deux matériaux très uniformes sont en contact ($D_{60}/D_{10} < 3$ et $d_{60}/d_{10} < 3$), la condition de filtration devient

5. $D_{50} < D_{50} < 10. D_{50}$

Dans les petits barrages en terre, certaines couches compactées peuvent être remplacées par du sable auto-filtrant (0-5 mm) respectant :

Propreté : $D_{05} > 0,08$ mm

Perméabilité : $D_{15} > 0,1$ mm

Enfin, un sol très gradué ($d_{60}/d_{10} > 16$) et à granulométrie discontinue présente un risque d'érosion interne. Le filtre adjacent doit alors être choisi en fonction du d_{85} de la partie inférieure de la courbe granulométrique après le changement de pente.

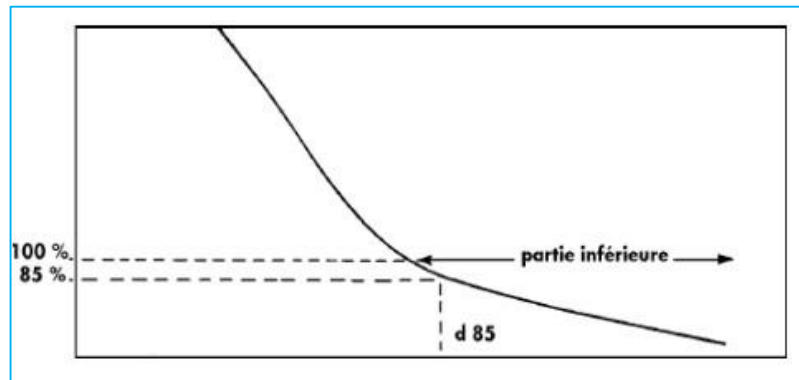


Figure II. 1 Exemple d'un sol très gradué.

II.1.3 Dispositifs de drainage dans les barrages en terre

La construction des barrages en terre nécessite souvent l'installation de dispositifs de drainage afin d'évacuer les eaux infiltrées et de protéger le talus aval contre les sous-pressions et l'érosion. Le rôle du drainage est d'éviter l'apparition d'une surface de suintement et de maintenir un débit minimal

Le choix du type de drainage dépend de plusieurs facteurs, notamment :

- La hauteur du barrage.
- La perméabilité du sol de fondation.
- La disponibilité des matériaux.
- Le coût des matériaux.

Comme pour toute structure, un entretien régulier des dispositifs de drainage est indispensable, car son absence peut entraîner une perte totale d'efficacité.

II.1.4 Drains et filtres dans les barrages en terre

Les érosions internes causées par les infiltrations représentent un risque majeur pour la stabilité des barrages en terre, pouvant entraîner des ruptures soudaines même plusieurs années après leur mise en service (Terzaghi). Ces infiltrations peuvent avoir diverses origines, notamment les fissures dues aux tassements différentiels, les fuites à travers la fondation, les fissurations

horizontales provoquées par des transferts de charge ou une fracturation hydraulique, ainsi que l'entraînement de fines résultant de la rupture de conduites enterrées. L'hétérogénéité des remblais et de la fondation peut entraîner des variations de perméabilité importantes, notamment en raison de l'anisotropie des remblais compactés en couches minces. Pour contrôler ces phénomènes et améliorer la stabilité, des drains à forte perméabilité sont intégrés dans la structure du barrage, tels que le drain cheminé, placé verticalement au centre du remblai ou en aval du noyau, avec une épaisseur d'environ 3 mètres, et le tapis drainant aval, qui recouvre la partie inférieure de la fondation et sert d'exutoire au drain cheminée avec une épaisseur minimale de 50 cm. Des dispositifs de drainage sont également nécessaires autour des conduites enterrées sous le remblai. La capacité de ces drains doit être suffisante pour absorber les écoulements sans augmentation excessive de pression, qu'ils proviennent de la percolation normale ou de fuites accidentelles causées par des fissurations du noyau ou des défauts de collage avec la fondation. Cependant, pour éviter le phénomène de "renard", une érosion interne auto-accélérée due à l'entraînement des particules fines par l'eau en mouvement, il est indispensable d'intercaler des filtres entre les drains et les matériaux fins. Ces filtres sont constitués de matériaux à granulométrie intermédiaire, empêchant la migration des particules fines vers les vides du drain. Ils doivent être conçus avec un équilibre granulaire précis pour éviter les risques de ségrégation lors de la mise en place et doivent être suffisamment épais aux interfaces avec les rives et les ouvrages en béton. Ils sont placés entre le noyau et le drain cheminée, parfois entre le drain et le remblai en aval, ainsi qu'aux interfaces avec la fondation si la granulométrie est critique. Ils peuvent également être disposés le long de la face amont du noyau pour éviter la migration des fines lors des variations du niveau d'eau et, dans les zones sismiques, un filtre fin spécial est souvent ajouté sur la partie haute du barrage comme réserve de colmatage en cas de fissuration du noyau. Enfin, un filtre peut assurer un certain rôle de drainage, mais un drain ne peut en aucun cas remplacer un filtre.

II.1.5 Classes des filtres

On peut classer les filtres en diverses catégories :

Tableau II. 1 Différentes classes des filtres

Classes des filtres	Classe 1 (Filtres de drainage)	<i>Filtres conçus pour capter et diriger les fuites importantes à travers un barrage et ses fondations. Ils peuvent devoir gérer de grandes quantités d'infiltration, notamment dans les barrages construits sur des fondations perméables ou de mauvaise qualité. Composés de matériaux uniformément classifiés, généralement en deux couches, les filtres doivent respecter des critères stricts en matière de rétention des particules et de capacité de drainage. Les drains sont généralement inclus dans cette catégorie.</i>
	Classe 2 (Filtres de protection)	<i>Filtres conçus pour protéger le matériau principal contre l'érosion et réguler la pression interstitielle grâce au drainage. Ils sont généralement constitués de matériaux classés de façon uniforme et en plusieurs étapes. Ils peuvent être majoritairement regroupés pour limiter les zones de transition vers le noyau. Cette catégorie inclut les cheminées, revêtements et zones de transition sur le flanc aval du barrage</i>
	Classe 3 (Filtres d'étranglement)	<i>Des filtres conçus pour appuyer le déplacement du matériau de base dans des fondations de travail perméables ou ouvertes. Ces filtres sont généralement classés de manière exhaustive et n'ont pour seule exigence d'arrêter le mouvement des particules. Il n'y a aucune obligation de perméabilité.</i>
	Classe 4 (bouchons de fissure sismique)	<i>Filtres conçus pour prévenir les fissurations pouvant survenir dans le remblai, notamment induites par une charge sismique et/ou de grandes déformations. Les dimensions de cette catégorie de filtre sont régulées par un mouvement anticipé (horizontal ou vertical). Il n'existe pas d'obligation de perméabilité pour ce genre de filtre, mais il doit être assez dépourvu de particules fines afin que la zone elle-même ne soit pas sujette à des fissures (FEMA, 2011).</i>

II.1.6 Rôles des filtres

Les filtres jouent un rôle essentiel dans les barrages, notamment :

- Limiter le déplacement des particules fines lorsqu'ils sont placés entre des couches de granulométrie différente.
- Assurer l'évacuation des eaux d'infiltration lorsqu'ils sont positionnés à proximité d'un noyau d'étanchéité ou sous un revêtement imperméable.

- Améliorer la stabilité des fondations argileuses en réduisant les pressions internes et en accélérant la consolidation.
- Diriger l'eau efficacement vers le système de drainage.
- Empêcher la pénétration des particules dans les conduits de drainage pour préserver leur efficacité.

II.1.7 Dimensionnement des filtres

II.1.7 .1 Principes fondamentaux

Le dimensionnement des filtres vise deux objectifs essentiels

- **Empêcher l'érosion des particules de sol** en assurant la stabilité des matériaux granulaires.
- **Garantir une perméabilité adéquate** afin d'éviter le colmatage et l'accumulation d'eau sous pression.

Pour cela, il est recommandé d'utiliser des sables avec un coefficient d'uniformité (Cu) faible, respectant la condition :

$$\frac{D_{60}(\text{filtre})}{D_{10}(\text{filtre})} \leq 20$$

II.1.7 .2 Critères de conception selon Terzaghi

Le choix de la granulométrie du filtre doit respecter les conditions suivantes :

* **Granulométrie étroite** : $5 < D_{15}/d_{85} < 10$

* **Granulométrie étalée** :

- Pour éviter l'entraînement des particules :

$$\frac{D_{15}(\text{filtre})}{d_{85}(\text{sol})} \leq 5$$

- Pour assurer la perméabilité :

$$\frac{D_{15}(\text{filtre})}{d_{15}(\text{sol})} \geq 5$$

* **Parallélisme des courbes granulométriques** :

$$\frac{D_{50}(\text{filtre})}{d_{50}(\text{sol})} < 25$$

Cas des drains à tubes perforés

$$\frac{D_{85}(\text{filtre})}{\text{Diam. Ouverture}} \geq 2$$

II.1.7.3 Épaisseur et granulométrie

La courbe granulométrique du filtre doit présenter une inclinaison comparable à celle du matériau qui est filtré.

Il faut que l'épaisseur du filtre respecte la condition suivante :

$$T \geq (5 \text{ à } 7) \times d_{85}$$

L'épaisseur minimale recommandée est de 20 à 30 cm et doit être supérieure à :

$$\geq 50 \times D_{15}$$

Lorsqu'une couche filtrante sert de drain, elle doit permettre l'évacuation d'un débit double du débit à drainer.

Si elle contient des drains, leur diamètre doit être inférieur à 0,5 fois D85.

II.1.7 .4 Granulométrie des matériaux filtrants

Les matériaux filtrants doivent respecter la relation suivante :

$$5d_{15}(\text{sol}) \leq D_{15}(\text{filtre}) \leq 5 d_{85}(\text{sol})$$

Avec un coefficient d'uniformité satisfaisant la condition :

$$D_{60}/D_{10} > 2$$

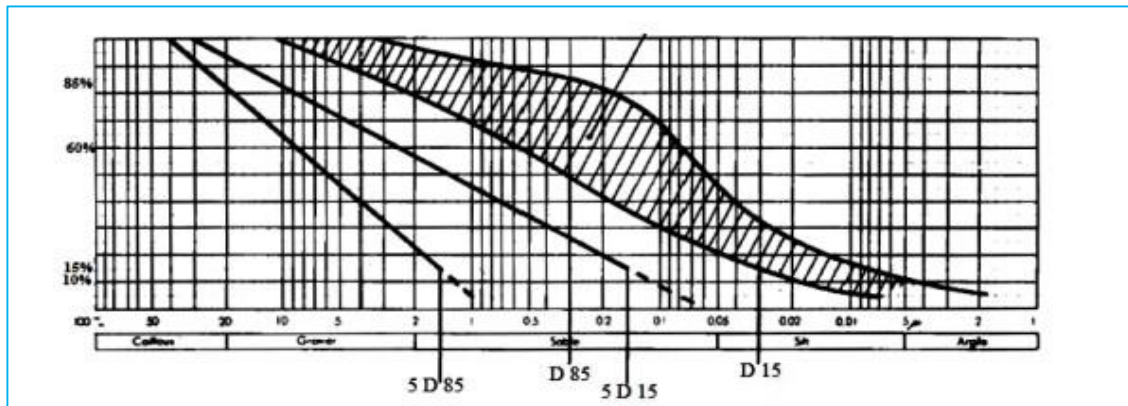


Figure II. 2 Granulométrie d'un filtre

II.1.7 .5 Sélection des matériaux selon Sherrard et al. (1984)

Les filtres doivent être choisis selon les critères suivants :

- Être non cohérents pour permettre l'auto-colmatage en cas de fissuration
- Assurer un contrôle des écoulements en cas de fuites concentrées, notamment pour les filtres critiques situés en aval du noyau

Relation entre la perméabilité et la granulométrie

La perméabilité (K) est liée au diamètre granulométrique D15 par l'équation :

$$K = 0.35 \times (D_{15})^2$$

Valable pour $K \geq 10^{-5}$ m/s

Considérations à éviter

- Il n'existe aucune justification théorique ou expérimentale pour l'emploi du D50 en tant que Critère de conception.
- La condition **D50/d50** favorise la ségrégation des particules lors de la mise en place.
- La condition **D15/d15** n'a pas d'impact significatif sur les propriétés du filtre.

II.1.7.6 Recommandations pratiques lors de la mise en place

Eviter la ségrégation des particules en particules en lorsqu'elle présente une granulométrie très étalée

Maintenir une teneur en eau proche de la saturation pour assurer une mise en place homogène.
Installer les filtres entourant le noyau avant d'effectuer les levées correspondantes du noyau lui-même.

II.1.7.7 Conditions de rupture des filtres

Selon différentes études :

Betram (1940) : $d_{85} < 0.10D_{15}$ a $0.11D_{15}$

Lund (1949) : $d_{85} < 0.11D_{15}$.

Sherrard (1984) : $d_{85} < 0.10D_{15}$ a $0.12D_{15}$

II.1.7.8 Détermination des courbes granulométriques des filtres

Pour concevoir la plage granulométrique d'un filtre, la méthodologie suivante est appliquée :

La courbe inférieure du filtre est déterminée à partir de l'enveloppe inférieure du matériau de base.

La courbe supérieure du filtre est définie en fonction de l'enveloppe supérieure du matériau de base.

II.1.8 Épaisseur du filtre

L'épaisseur du filtre doit être d'au moins 25 cm afin d'absorber les tassements pouvant survenir dans le remblai. De plus, elle ne doit pas être inférieure à $50D_{15}$ selon :

Lorsque la couche filtrante est utilisée pour drainer les eaux d'infiltration, sa capacité de drainage doit être supérieure au débit traversant le remblai, ce qui peut être vérifié à l'aide de la loi de Darcy.

Épaisseurs minimales recommandées pour les filtres

Couches horizontales de sable : 0,15 m.

Couches horizontales de gravier : 0,30 m.

Couches verticales ou inclinées : 1,00 m.

D'après SHERARD (1984), les normes pour la création de filtres en aval du noyau ou à l'intérieur du drainage de la digue (filtres critiques) en fonction des types de sols à préserver sont les suivantes

Sables limoneux et argiles

Pour les limons sablonneux et les argiles qui contiennent une proportion importante de sable, avec un D85 se situant entre 0,1 et 0,5 mm, le critère $D15/D85 \leq 5$ est jugé prudent et sensé. Les caractéristiques du filtre ne sont pas influencées par la plasticité du sol à préserver

Argiles fines

Pour les argiles fines présentant un D85 entre 0,03 et 0,1 mm, l'usage d'un filtre à sable fin ou grossier dont le D15 moyen ne dépasse pas 0,5 mm se révèle généralement conservateur. Le comportement de la plasticité ou de la dispersion de l'argile n'influe pas sur la taille des grains nécessaire.

Limons aux grains fins a faible cohésion :

Pour les limons fins et non sableux présentant un D85 entre 0,03 et 0,1 mm, peu plastiques (au-dessus de la ligne A selon la classification SUCS) et ayant une limite de liquidité inférieure à 30, l'emploi de filtres en sable grossier avec une taille D15 moyenne ne dépassant pas 0,30 mm est requis.

Sable grossier.

En ce qui concerne les sables grossiers et ceux contenant peu de fines (non cohésifs), une valeur de $D15 / d85 \leq 5$ est considérée comme acceptable selon le manuel de l'agence nationale des barrages A.N.B.

II.2 Les drains

II.2.1 Définition

Les drains sont des éléments de drainage extrêmement perméables intégrés dans un barrage en terre pour évacuer les eaux infiltrées à travers la structure. Ils doivent être protégés par un filtre afin d'éviter tout colmatage et sont généralement constitués de graviers et d'enrochements, des matériaux non altérables au contact de l'eau et capables de résister à de fortes compressions. Leur fonction principale est d'intercepter les débits d'infiltration pour empêcher une remontée incontrôlée en aval, situation susceptible de compromettre la stabilité de l'ouvrage par la formation de surpressions ou le phénomène de renardage. Par ailleurs, la canalisation des débits de fuite via ces drains facilite grandement leur surveillance et leur contrôle.

II.2.2 Rôles des drains

Les drains sont indispensables pour renforcer la stabilité des constructions en régulant le drainage de l'eau et en limitant la saturation du sol. Ces dispositifs servent à évacuer l'excès d'eau interstitielle pour prévenir une surcharge de pression dans les pores, diminuant ainsi les dangers de glissements et d'effondrements. Par ailleurs, ils hâtent le compactage du remblai et augmentent

la robustesse de la structure. En capturant et en déviant les eaux d'infiltration vers l'aval, ils participent à la réduction du taux de saturation et à la prévention des remontées sur les pentes aval, assurant ainsi une performance et une stabilité supérieures de l'ouvrage

Les conditions des drainages :

- a. Avoir une capacité suffisante pour évacuer l'eau de sorte qu'il ne soit pas colmaté.
- b. Ne pas permettre l'effet de renard ; c'est pourquoi, on doit avoir une ou plusieurs couches filtrantes.
- c. On doit contrôler son fonctionnement.

II.2.3 Disposition de drains et de filtres

Un filtre est toujours placé entre le noyau et le drain inférieur, et parfois entre les drains et le remblai, avec la nécessité de prévoir des filtres à la confluence du remblai avec la fondation, surtout si les gradations granulaires de la fondation sont critiques selon les règles de filtration. Enfin, des filtres peuvent être placés le long de la face supérieure du noyau pour empêcher la migration des particules fines vers l'amont lors des faibles niveaux d'eau.

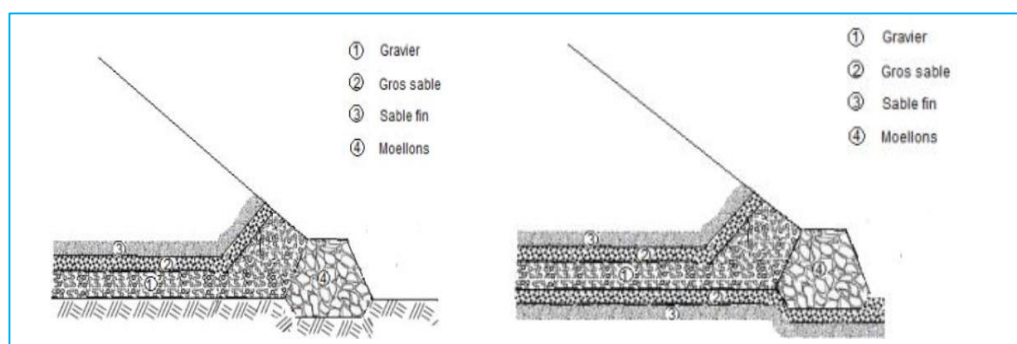


Figure II. 3 Disposition du drain et du filtre fondation à gauche imperméable, à droite perméable

II.2.4 Différents types de drainages et leur dimensionnement

Il existe plusieurs types de drainages qui diffèrent par leur forme constructive, leur emplacement dans le barrage et le rôle pour lequel ils ont été prévus.

II.2.4.1 Drain horizontal (tapis interne)

II.2.4.1.1 Définition

Couche de drainage placée là où la fondation rencontre le remblai dans la partie inférieure du barrage, vise à abaisser le niveau des eaux souterraines dans la masse du sol et à réduire les pressions interstitielles dans la pente inférieure du barrage

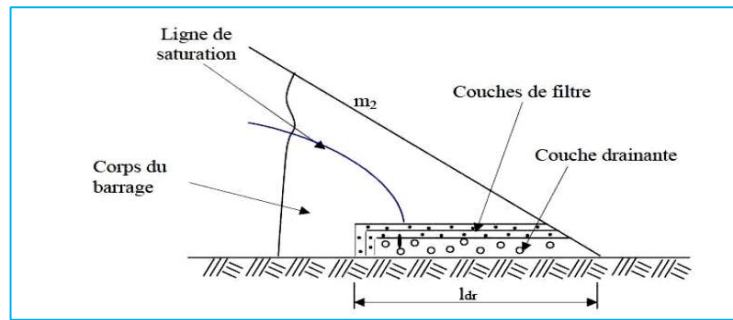


Figure II. 4 Drain tapis interne

Dans le cas de fondations qui ne sont pas entièrement perméables, ce type de drainage obstruera également les fuites d'eau à travers la fondation, il faut donc la protéger de l'érosion des particules fines de la fondation au moyen d'un filtre à osmose inverse

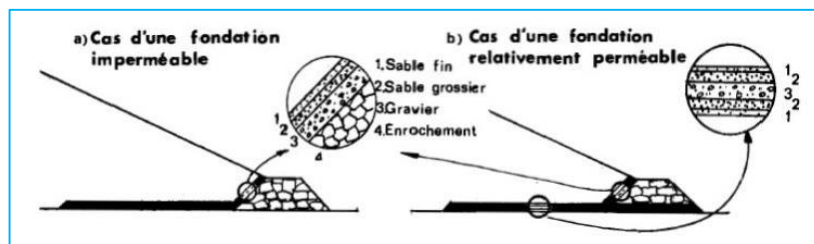


Figure II. 5 Drain tapis filtrant

Le drainage par tapis filtrant est efficace si la perméabilité de la masse du sol est homogène (isotrope). Cependant, dans la plupart des cas, l'homogénéité du corps du barrage est due à la technique de compactage. Par conséquent, plus le rapport perméabilité horizontale/perméabilité verticale (k_h/k_v) est élevé, plus l'efficacité du tapis drainant est faible. Ce dispositif est complété par la construction d'un fossé de drainage de fond (ou déversoir), qui collecte les eaux d'infiltration et les dirige loin du barrage. Ceci afin d'améliorer le système de drainage.

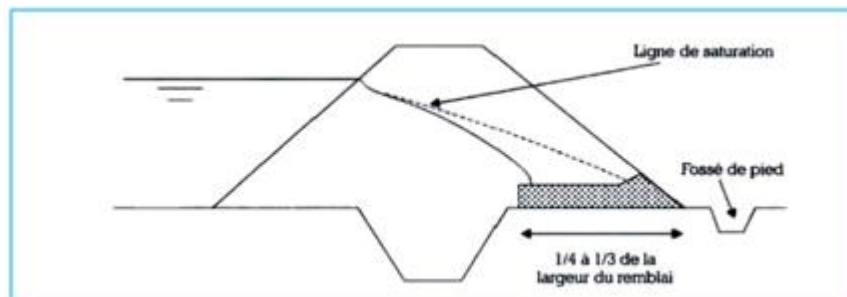


Figure II. 6 Tapis drainant en aval du rabattement de la ligne de saturation

II.2.4.1.2 Dimensionnement

L'épaisseur du tapis drainant interne doit être choisie de manière à permettre l'évacuation des eaux d'infiltration à travers le corps du barrage et ses fondations sans risque d'inondation, avec une

épaisseur minimale de 50 cm et plus. Ce tapis s'étend sur une longueur comprise entre un quart (1/4) et un tiers (1/3) de la largeur de la base du barrage.

II.2.4.2 Drain vertical (drain cheminée)

II.2.4.2.1 Définition

Lorsqu'il existe un risque élevé d'hétérogénéité (variation de perméabilité), un drain vertical est installé s'étendant de la base du remblai homogène jusqu'au niveau normal des eaux plus 0,20 à 0,30 m pour éviter tout risque de débordement et est placé à proximité du talus inférieur pour maximiser l'effet d'étanchéité apporté par le remblai supérieur du barrage.

Ce drainage est généralement réalisé en excavant le remblai au bulldozer toutes les 5 à 6 couches compactées puis en versant soigneusement du sable qui est constitué de matériaux grossiers dont la granulométrie est choisie de manière à répondre aux conditions de filtration.

Les eaux d'infiltration interceptées par ce drain filtrant sont évacuées soit par un réseau de tuyaux de drainage, soit par des tapis drainants, dans le cas d'un drainage de fondation également.

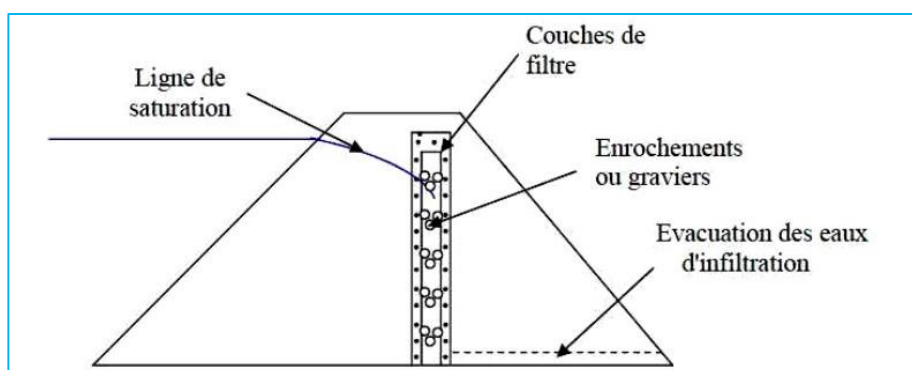


Figure II. 7 Drain vertical

Si le remblai n'est pas constitué de matériaux très étanches le drain vertical est raccordé au pied aval par des cordons drainants.

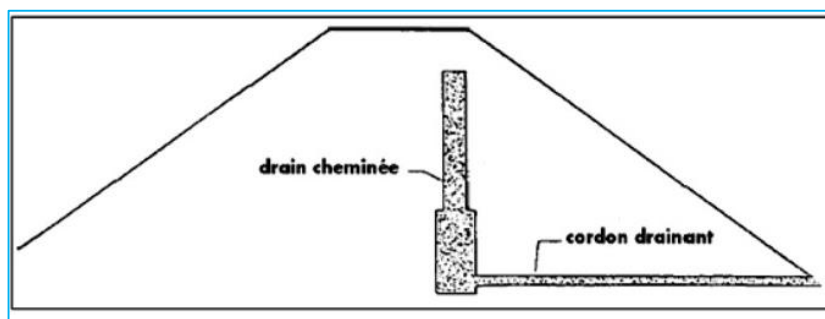


Figure II. 8 Système de drainage d'un sol argileux homogène

Placer un bac de récupération de drainage au fond du drain vertical facilite l'évacuation de l'eau. Les sorties de drainage peuvent être constituées de collecteurs en PVC scellés qui se drainent dans la tranchée inférieure et sont répartis à des intervalles de 30 à 50 m le long du remblai.

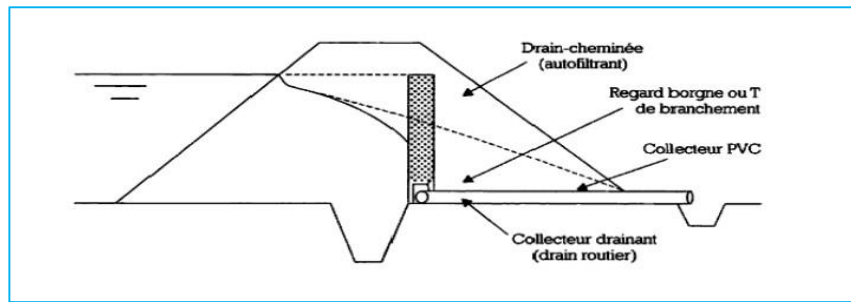


Figure II. 9 Drain vertical

Les drains verticaux sont privilégiés pour les remblais approchant ou dépassant 8 à 10 mètres de hauteur, où les problèmes de variation de perméabilité deviennent plus probables et peuvent affecter négativement les performances hydrauliques de l'installation.

C'est parce que le coût du drain vertical est du même ordre que celui du tapis de drainage.



Figure II. 10 Drain vertical recreusé dans le remblai et remplissage par du sable

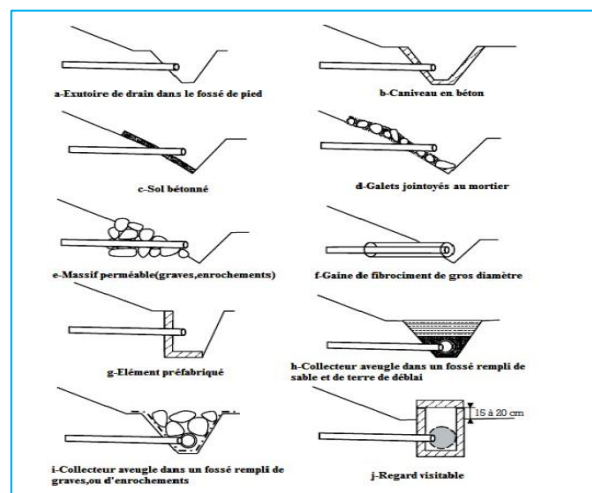


Figure II. 11 Différents types d'exutoire du drain cheminée

II.2.4.2.2 Hauteur du drain cheminée

La hauteur du drain vertical varie selon les besoins et est souvent prolongée jusqu'au niveau normal de rétention d'eau afin d'assurer un drainage complet des eaux d'infiltration. Cette solution est privilégiée en raison de son efficacité hydraulique, mais son adoption est motivée par son coût.

II.2.4.3 Prisme de drainage

II.2.4.3.1 Définition

Pour le drainage, les prismes sont les éléments les plus couramment employés. Au centre, ils sont érigés en pierres et un filtre est positionné à l'envers à l'endroit où le remblai rencontre sa fondation. Elle se trouve dans une situation particulière au sein de la section du remblai qui traverse le lit de l'oued. La hauteur minimale est déterminée par le niveau d'eau dans le talus en aval et sa stabilité est liée aux critères établis par le concepteur. On peut déterminer sa hauteur en fonction de $0,2 H$, où H représente la hauteur du barrage. Pour permettre son placement et sa compaction avec les machines de compactage, la largeur du prisme à son sommet (berme) doit être de 3 mètres.

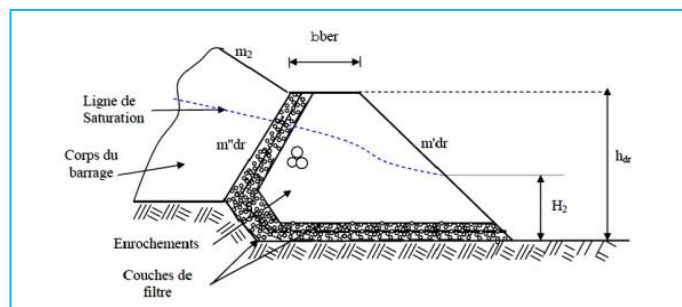


Figure II. 12 Prisme de drainage

Avec

-**bber** : largeur de la berme.

-**hdr** : Hauteur du prisme de drainages.

-**m 'dr et m ''dr** : Pente des talus aval et amont du prisme de drainage.

- **m2** : Pente du talus aval du barrage

- **H2** : Hauteur d'eau à l'aval du barrage.

II.2.4.3.2 Dimensionnement

Tableau II. 2 Dimensionnement Prisme de drainage

Paramètre	Description	Formule / Valeurs
Largeur de la berme (b_{ber})	Elle dépend des engins de	$b_{ber} \geq 3.00$ mètre
	Pour les petits barrages	$b_{ber} = 0.50$ à 2.00 mètre
Hauteur du prisme de drainage (h_{dr})	Si le niveau d'eau à l'aval	$h_{dr} = H_2 + (0.50 \text{ à } 1.00)$ mètre
	Dans le cas où la présence	$h_{dr} = (0.15 \text{ à } 0.18) \times H$
Pente aval du prisme de	Elle dépend des	$m_{dr}' = (1.00 \text{ à } 1.50) \times m_2$
Pente du talus amont	Elle est liée à la ligne de	$m_{dr}'' = (1.25 \text{ à } 2.00) \times m_2$

II.2.4.4 Drainage de surface

II.2.4.4.1 Définition

Il est utilisé dans la construction de petits barrages collinaires. Ses avantages sont notamment sa faible quantité de roches nécessaire à sa construction et sa facilité de réparation en cas de dysfonctionnement. Ses inconvénients sont son absence d'impact sur la ligne de saturation, susceptible d'entraîner un écoulement sur la pente inférieure du barrage.

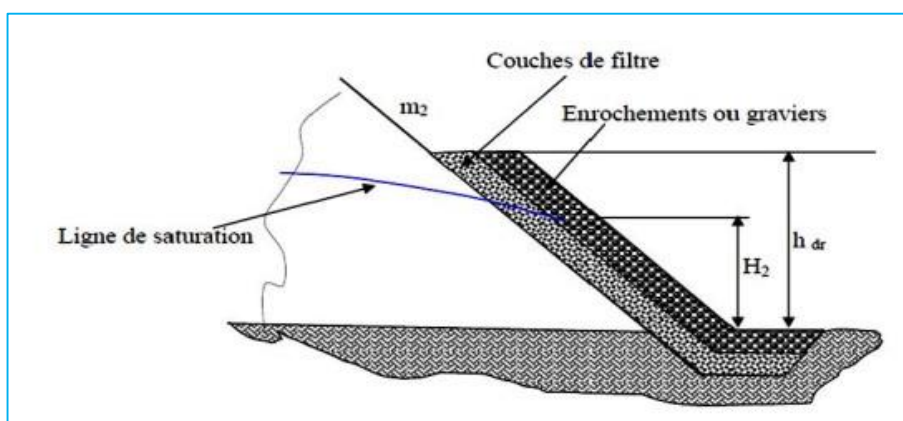


Figure II. 13 Drainage de surface

Avec :

m_2 : Pente du talus aval du barrage.

H_2 : Hauteur d'eau à l'aval du barrage.

H_{dr} : hauteur du drain de surface.

II.2.4.4.2 Dimensionnement

- L'épaisseur du drainage de surface est conçue pour gérer le flux d'infiltration sans débordement, et elle doit être contrôlée afin qu'elle ne soit pas affectée par l'action des vagues.

II.2.4.5 Prisme de drainage avec drainage de surface

II.2.4.5.1 Définition

Ce type représente une solution qui combine les deux méthodes précédentes, car il est utilisé dans les cas où les études hydrologiques indiquent la possibilité d'une élévation anormale du niveau d'eau à la sortie, ce qui peut conduire à dépasser le sommet du prisme de drainage.

II.2.4.5.2 Dimensionnement

Le prisme de drainage est conçu selon les mêmes principes que la conception à prisme classique, en appliquant les mêmes principes au système de drainage de surface, en tenant compte de l'élévation maximale attendue du niveau d'eau en aval.

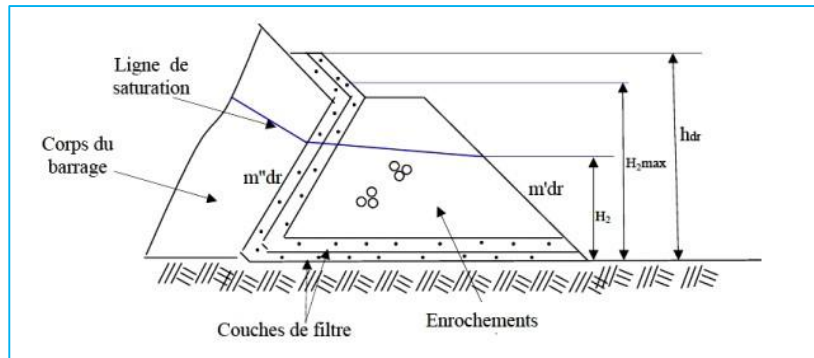


Figure II. 14 Prisme de drainage avec drainage de surface

II.3 Conclusion

En conclusion, les drains et les filtres sont des éléments essentiels pour assurer la stabilité et la sécurité des barrages en terre, ainsi que leur pérennité. De plus, leurs fondations sont soutenues de manière à ce que les drains évacuent l'eau du corps du barrage et préviennent les affaissements et les effondrements, tandis que les filtres empêchent le transfert de particules fines à travers le barrage. Le choix, le type et la conception du drain doivent être confiés à un ingénieur qualifié pour garantir la sécurité et la stabilité du barrage.

TROISIEME CHAPITRE
Outils numériques de simulation

Outils numériques de simulation

III.1 Introduction

Les principaux éléments à prendre en compte lors de la conception d'un barrage en remblai sont la fixation de la hauteur, de la crête et du gonflage, la fourniture des matériaux filtrants nécessaires à la filtration et à l'évacuation, ainsi que l'analyse de la stabilité des talus amont et aval sous différentes conditions de charge. Les différents éléments de conception mentionnés ci-dessus peuvent être réalisés en suivant des principes de conception scientifiques et pratiques reconnus, disponibles dans diverses publications et directives. Les pentes, tant en amont qu'en aval, d'un barrage en remblai peuvent être adaptées à partir de différentes sources, en tenant compte du matériau de remblai, de la hauteur et du type de barrage en remblai. Cependant, cette approche peut conduire à des structures peu rentables ou dangereuses. Pour éviter ce problème, il est donc nécessaire de réaliser une analyse de la stabilité des talus.

Il existe différentes méthodes d'analyse pour évaluer la stabilité des talus, notamment des abaques et des calculs manuels. Cependant, les méthodes d'analyse doivent être choisies en fonction de la complexité du talus et des données disponibles afin de définir les conditions du site en tenant compte des délais et des coûts. Par conséquent, l'utilisation d'un logiciel d'analyse de stabilité des pentes fiable et vérifié est recommandée pour réaliser des analyses de stabilité des pentes lorsque les conditions sont complexes, lorsque de grandes quantités de données sont disponibles et que les conséquences potentielles d'une rupture sont importantes. Les logiciels permettent une analyse détaillée, efficace et rapide d'une grande variété de géométries de pentes et de conditions de charge. Parmi les nombreux logiciels disponibles, on trouve Géo- Studio.

III.2 Le logiciel Géo-Studio

III.2.1 Introduction (Géo-Studio)

Il s'agit d'un programme spécialisé en analyse géotechnique en génie géotechnique. Il est utilisé par les ingénieurs. Il peut être utilisé pour les problèmes de sol, dont les exemples les plus importants sont les glissements de terrain, les affaissements de terrain, la consolidation, la cohésion du sol, ainsi que les infiltrations d'eau dans les barrages et autres obstacles géotechniques. Le programme explique ces abréviations comme indiqué dans la figure III.1 ci-dessous

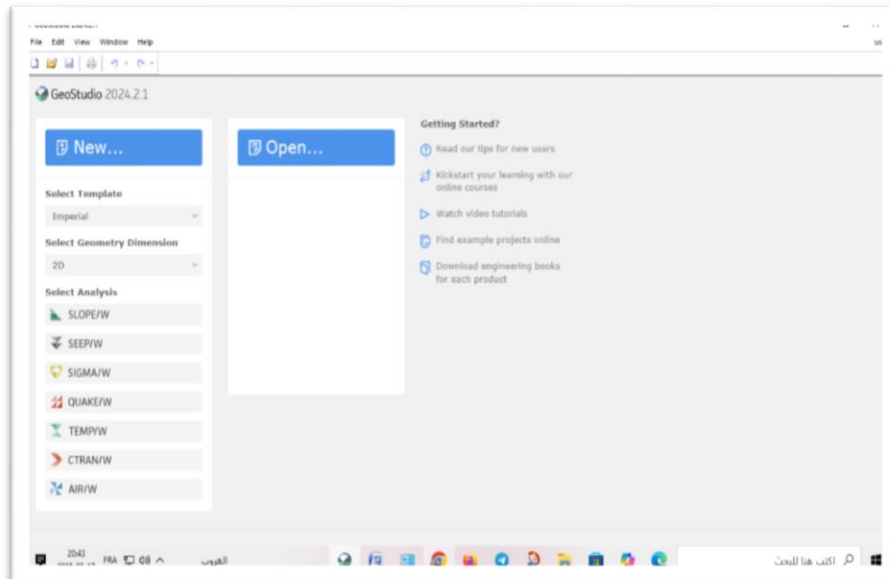









Figure III. 1 Présentation du logiciel

Geostudio comprend plusieurs modules d'analyse :

-  **SLOPE/W** : Ce programme est utilisé pour calculer le coefficient de sécurité d'un talus naturel ou artificiel en utilisant les méthodes d'analyse traditionnelles, et c'est ce dernier qui nous intéresse dans l'étude actuelle.
-  **SEEP/W** : Permet d'effectuer le calcul des infiltrations d'eau (en utilisant la méthode des éléments finis).
-  **SIGMA/W** : est un logiciel d'éléments finis permettant de réaliser des analyses contraintes-déformations des structures terrestres.
-  **QUAKE/W** : est un logiciel géotechnique par la méthode des éléments finis pour l'étude dynamique des structures de surface exposées à des tremblements de terre.
-  **TEMP/W** : Facilite l'examen des enjeux de transfert thermique dans les sols géotechniques (et opère avec la technique des éléments finis).
-  **CTRAN/W** : Analyse les problèmes de transport de contaminants dans les sols géotechniques (travail avec la méthode des éléments finis).
-  **AIR / W** : Analyse le flux d'air dans le milieu du sol.

III.2.2 Définition de la barre d'outils

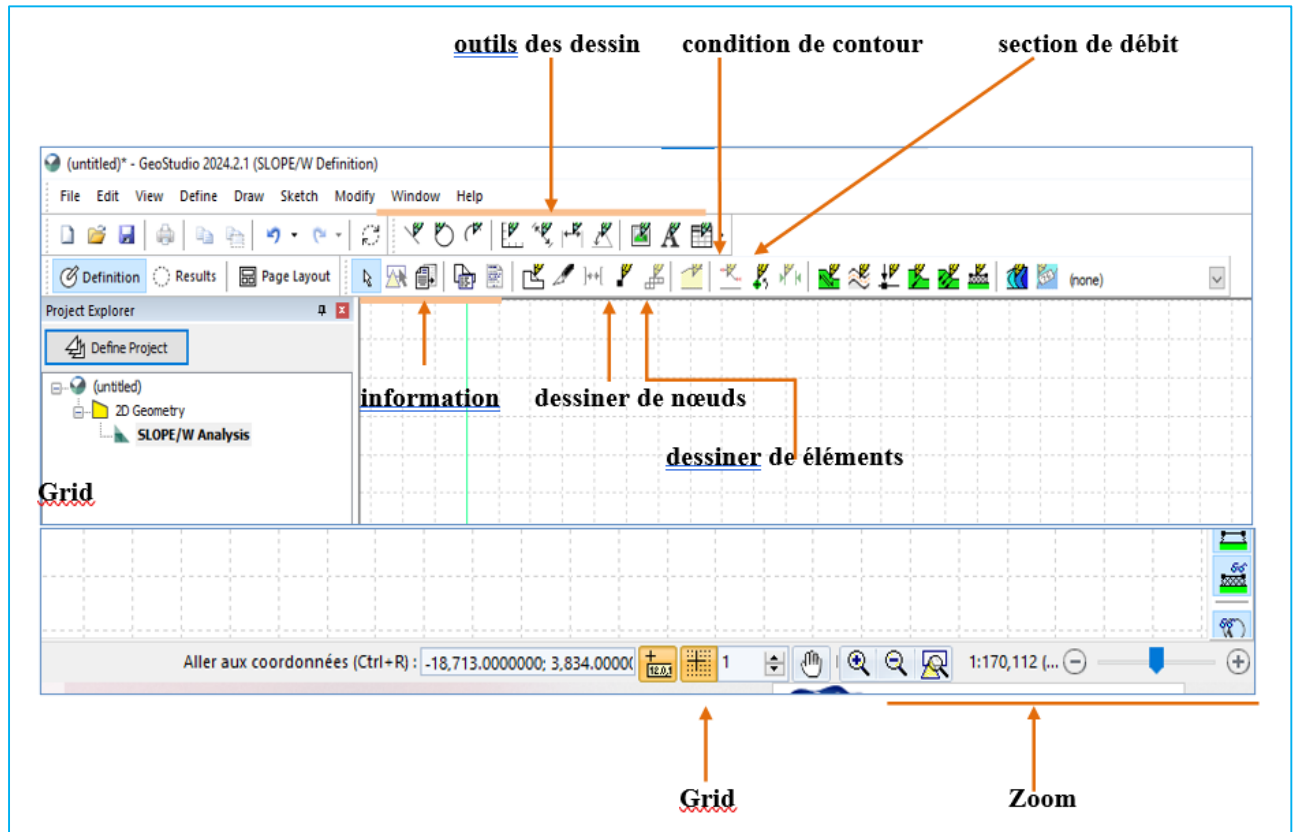


Figure III. 2 Barre d'outils

III.3. Seep/w

III.3.1 Présentation

Le module de calcul SEEP est utilisé pour l'étude de la stabilité hydraulique, notamment à travers l'analyse des infiltrations d'eau.

III.3.2. Type d'analyse implémentés dans le module

Etat stationnaire (infiltration à l'équilibre) ;

Transitoire (infiltration transitoire) ;

Transfert de chaleur (Transfert de chaleur par convection) ;

Fonction de la densité

III.3.3. Paramètres d'analyse

Avant de déterminer les matériaux ou de spécifier la géométrie, le premier pas consiste à définir la sorte d'analyse que l'on va mener (par exemple, statique ou dynamique initiale, déformation sous charge ou in situ, régime permanent ou transitoire, etc.).

III.3.4. Propriétés des matériaux

Il est fréquemment obligatoire de caractériser des paramètres spécifiques du sol (par exemple, la cohésion, l'angle de friction) et des fonctions (telles que la contrainte, la conductivité, le contenu en eau). Ainsi, une fois que tous les matériaux sont complètement caractérisés, nous pouvons construire la géométrie du problème, y compris le maillage par éléments finis.

III.3.5. Géométrie

La définition de la géométrie s'effectue en deux étapes principales : la réalisation d'une esquisse Du problème, suivie de la génération du maillage par éléments finis.

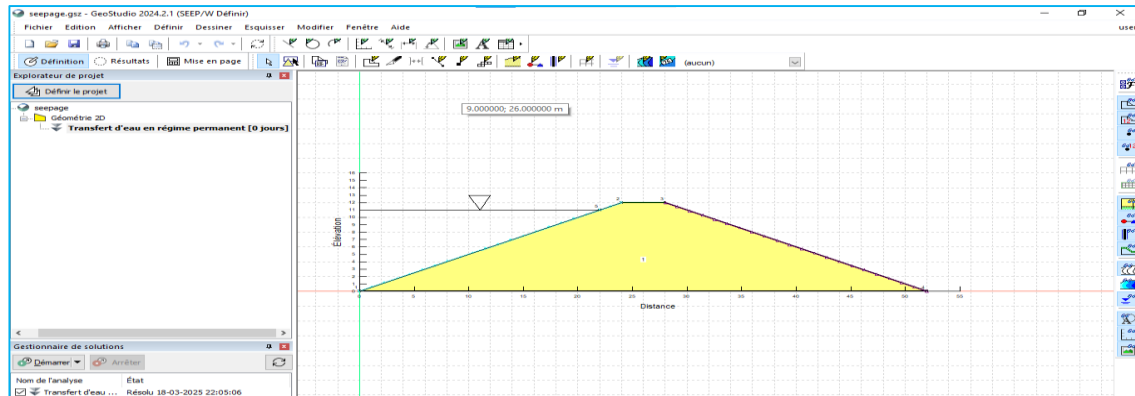


Figure III. 3 Géométrie

Esquisse du problème

Cette étape consiste à configurer la page de travail en définissant les unités et l'échelle, afin de s'assurer que la zone de modélisation est correctement dimensionnée et que les unités choisies sont adaptées au type d'analyse envisagé.

Maillage :

Une fois la géométrie définie, le maillage est généré. On peut ensuite utiliser les propriétés du maillage pour examiner les zones de faiblesse éventuelles et améliorer la performance du maillage.

La figure présentée illustre un maillage de type triangulaire.

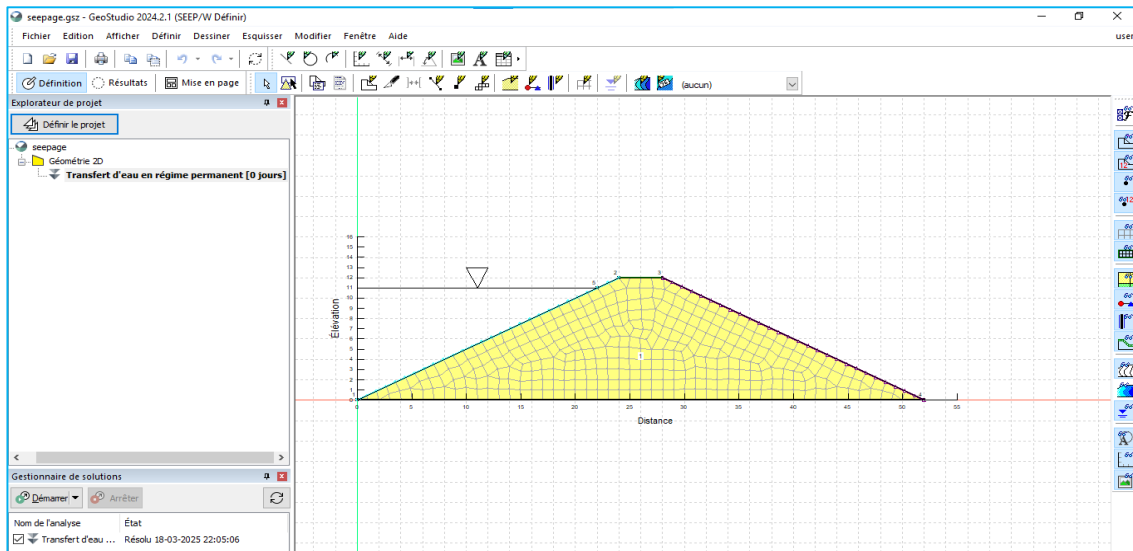


Figure III. 4 Maillage triangulaire

III.3.6. Conditions aux limites

Sans conditions aux limites, l'obtention d'une solution via la méthode des éléments finis est impossible. On peut envisager les conditions aux limites comme des forces actives ou de résistance qui entourent la périphérie ou la « frontière » du problème. Ces conditions imposées (charge, flux, force, déplacement, etc.) serviront à déterminer une solution dans le cadre du maillage par éléments finis.

III.3.7. Estimation des fonctions de conductivité

Une relation entre la pression interstitielle et la conductivité hydraulique est définie par une fonction de conductivité hydraulique, conformément à l'une des techniques intégrées dans le logiciel, impliquant la valeur de la conductivité à saturation k -saturation et le contenu en eau résiduel.

Dans une fonction de conductivité hydraulique typique, la teneur en eau diminue lorsque la pression interstitielle devient négative, la capacité du sol à conduire l'eau diminue à mesure que le niveau d'humidité décroît. Par conséquent, à mesure que la pression interstitielle s'accroît et devient plus négative, la conductivité hydraulique du sol se réduit. Dans la base de données GeoStudio, on trouve des fonctions de conductivité hydraulique pour les types de sols courants.

L'expression schématisée de la teneur en eau volumétrique prend en compte la valeur de la saturation spécifique pour un échantillon de matériau déterminé et la valeur par défaut de compressibilité est ($Mv=0.00001/kPa$).

La relation entre la pression interstitielle et la conductivité hydraulique est décrite par la fonction de conductivité hydraulique. Établi par la technique Van Genuchten, avec une conductivité en saturation de (10-4 m/s) et une présence d'eau résiduelle de (0.05 m3/m3).

-Volume de teneur en eau :

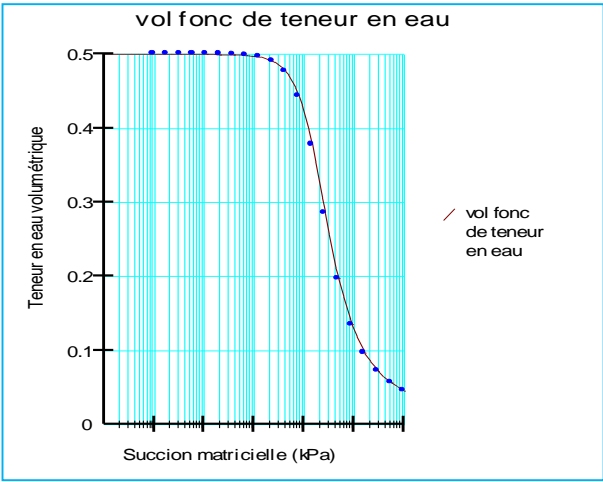


Figure III. 5 Exemple de fonction de teneur en eau volumétrique pour le limon

Il existe un lien entre la fonction volume de l'eau et la conductivité hydraulique. Elle est déterminée, avec une conductivité de saturation k-saturation (10-6 m/s) et une présence d'eau résiduelle (0,05 m3/m3). Un exemple de la fonction de conductivité hydraulique du limon est présenté dans la figure III.6. (LOGHRAB.M & OSMANE.S, 2024)

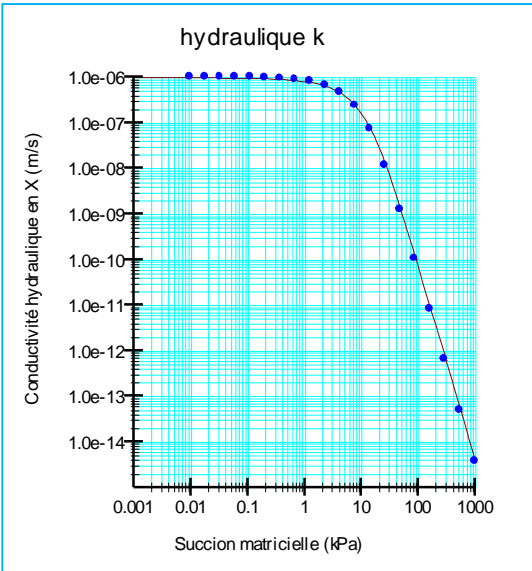


Figure III. 6 Exemple de Fonction de conductivité hydraulique pour le limon

III.3.8. Affichage des résultats des analyses

Les résultats peuvent être affichés graphiquement à l'aide de lignes isotopes, de directions d'écoulement et de sections transversales d'écoulement.

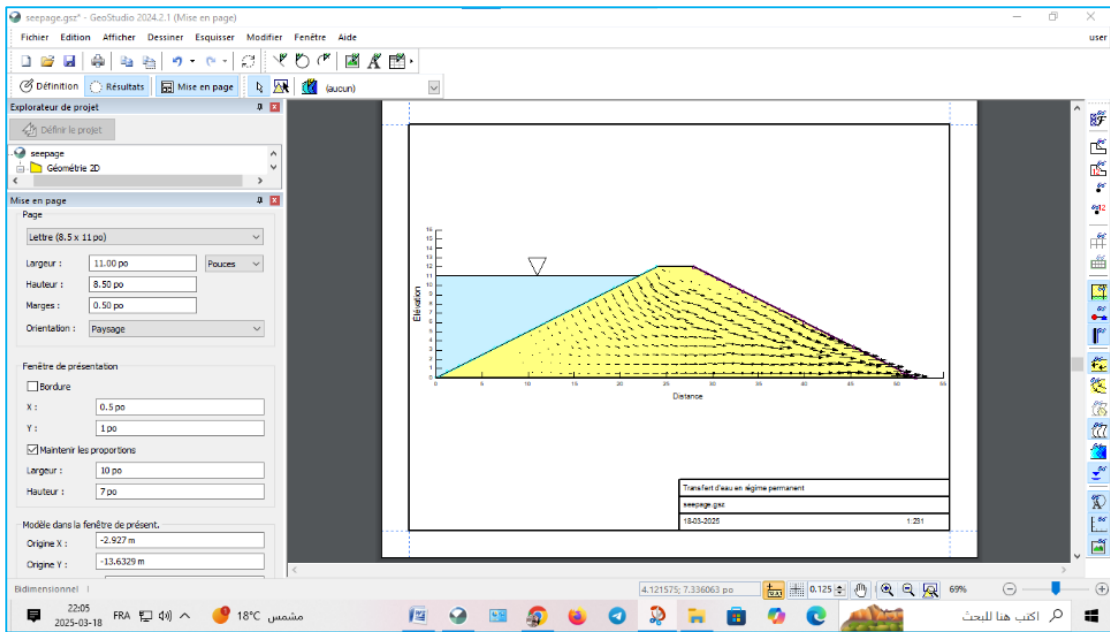


Figure III. 7 *Etiquettes de contours*

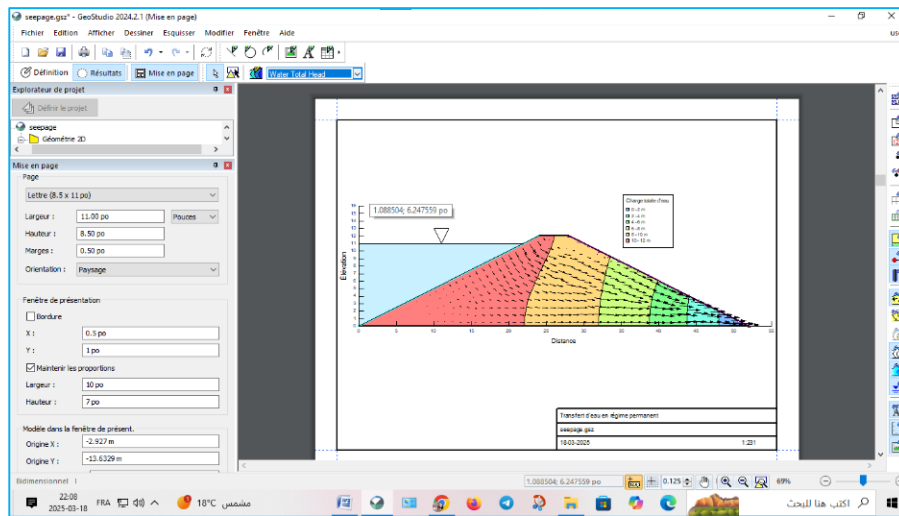


Figure III. 8 *Etiquettes de contour (water total Head)*

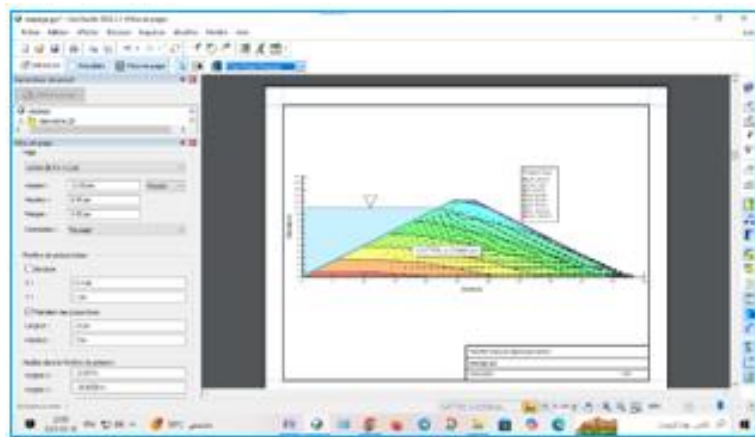


Figure III. 9 *Etiquettes de contour (pore-water pressure)*

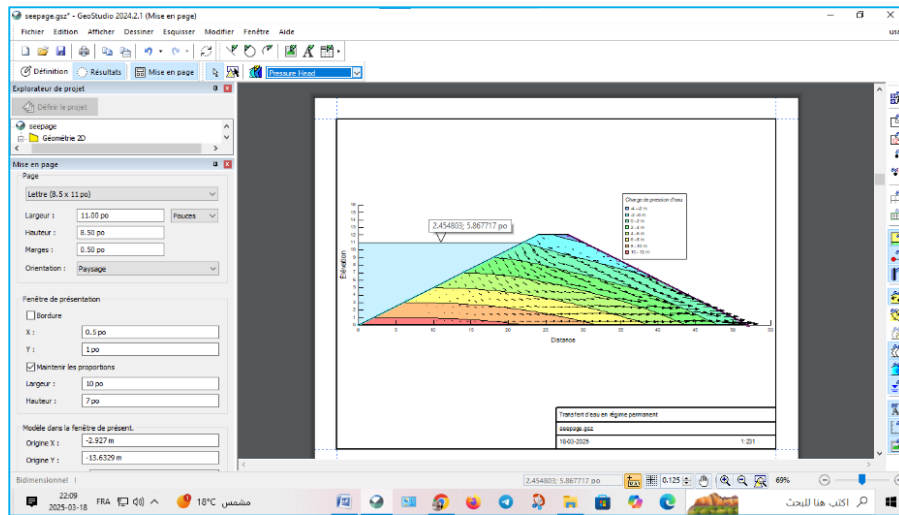


Figure III. 10 *Étiquettes de contour (pressure Head)*

III.4 Slope/w

III.4.1 Présentation :

Est un programme qui se sert de la théorie de l'équilibre limite pour déterminer le coefficient de sécurité des pentes dans les sols et les roches. SLOPE/W utilise des techniques d'équilibre limite par tranches verticales (telles que Bishop, Janbu, Spencer, GLE, entre autres) pour examiner la stabilité des surfaces de glissement. On peut examiner des plans de glissement individuels ou utiliser des techniques de recherche pour déterminer le plan de glissement critique pour une certaine pente. Il est possible de réaliser des analyses déterministes (coefficient de sécurité) ou probabilistes (probabilité de rupture).

III.4.2 Domaine d'application

SLOPE/W est applicable à l'analyse et à la conception de produits de génie géotechnique, civil et minier. Les méthodes disponibles dans Slope/W – Geoslope sont présentées ci-dessous.

III.4.3 Méthodes de détermination du coefficient de sécurité pour SLOPE/W

Lors de l'élaboration d'une analyse d'équilibre limite, il est essentiel de considérer quatre éléments clés :

- Méthode d'analyse ;
- Propriétés des matériaux ;
- Modèles de comportement ;
- Géométrie et définition de la surface de glissement.

De plus, le problème peut aussi comporter des éléments secondaires tels que : les pressions interstitielles ; les fissures de tension ; le renforcement et tout autre chargement externe.

A. Pressions interstitielles

Dans SLOPE/W, différentes méthodes de pression interstitielle peuvent être mises en œuvre, telles que la ligne piézométrique ou les têtes d'éléments finis, entre autres. Si nous envisageons d'intégrer les pressions interstitielles dans notre étude, il est nécessaire de déterminer la sélection qui sera employée dans l'onglet PWP des analyses.

B. Définition de la surface de glissement

Différentes alternatives sont à notre disposition pour déterminer la configuration et l'emplacement des surfaces de glissement. Avant de pouvoir l'appliquer dans le modèle, il est nécessaire d'établir la méthode que nous allons adopter dans l'onglet surface de glissement des analyses.

C. Répartition du facteur de sécurité (FOS)

Dans l'onglet FOS Distribution des analyses, il est possible de réaliser une analyse de sensibilité ou de mettre en œuvre une analyse probabiliste de Monte Carlo.

Le tableau III.1 énumère les techniques accessibles dans SLOPE/W et précise quelles équations de statique sont remplies pour chaque méthode.

Tableau III. 1 Équations de la statique remplies pour chaque méthode

Méthode	Équilibre des moments	Équilibre des forces
Ordinaire ou Fellenius	Oui	Non
Bishop simplifiée	Oui	Non
Janbu simplifiée	Non	Oui
Spencer	Oui	Oui
Morgenstern-Price	Oui	Non
Janbu généralisée	Oui (par tranches)	Non
Sarma tranches Verticales	Oui	Non

Le tableau III.2 fournit un récapitulatif des forces entre les tranches incluses et les suppositions concernant le rapport entre le cisaillement inter-tranche et les forces normale.

Tableau III. 2 Caractéristiques et relations des forces inter-tranches

Méthode	Équilibre	Équilibre	Forces inter-tranches
Ordinaire ou Fellenius	Non	Non	Aucune forces inter-tranche
Bishop simplifiée	Oui	Non	Horizontaux
Janbu simplifiée	Oui	Oui	Horizontaux
Spencer	Oui	Oui	Constantes
Morgenstern-Price	Oui	Oui	Variables selon la fonction

III.4.3.1 Méthode ordinaire ou Fellenius

On appelle parfois cette technique la méthode suédoise des tranches. C'est la première fois. Méthode de tranches développée et présentée dans la littérature. La simplicité de la méthode a permis de calculer des facteurs de sécurité à l'aide de calculs manuels.

Dans cette approche, toutes les forces entre les tranches sont négligées. La charge de la tranche est déterminée en considérant les forces parallèles et perpendiculaires à la base de la tranche. La force qui est perpendiculaire à la base de la tranche constitue la force normale de base, servant à déterminer la résistance au cisaillement disponible. La force gravitationnelle agit comme le moteur principal du poids sur la base de la tranche. Le calcul du facteur de sécurité est également effectué en utilisant la sommation des moments autour d'un point qui est utilisé pour définir la surface de glissement d'essai.

Le facteur de sécurité est le rapport entre la résistance totale au cisaillement disponible sur la surface de glissement et l'addition des forces motrices gravitationnelles (cisaillement mobilisé). L'expression la plus élémentaire du facteur de sécurité standard en absence de pression interstitielle pour un glissement circulaire est:

$$FS = \frac{\sum [c\beta + N \tan \phi]}{\sum W \sin \alpha} = \frac{\sum S_{resistance}}{\sum S_{mobilized}}$$

Ou c = cohésion, β = longueur de la base de la tranche, N = normale de la base ($W \cos \alpha$), ϕ = angle de frottement, W = poids de la tranche et α = inclinaison de la base de la tranche.

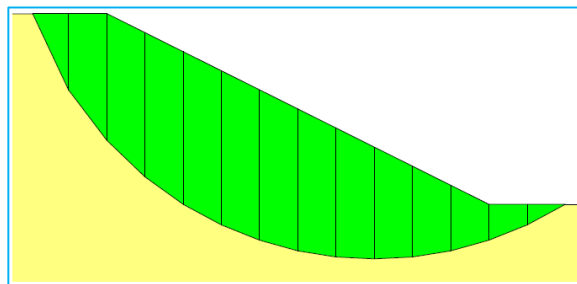


Figure III. 11 Principe de la méthode des tranches

III.4.3.2. Méthode simplifiée de Bishop

Dans les années 50, le professeur Bishop a élaboré une technique intégrant les forces normales, mais négligeant les forces de cisaillement entre les tranches. Bishop a formulé une équation pour la normale de la tranche de coupe en consolidant les forces de tranche dans l'axe vertical. Ce qui en résulte est que la normale de base devient une fonction dépendant du facteur de sécurité. Cela rend l'équation du facteur de sécurité non linéaire à son tour (c'est-à-dire que le facteur de sécurité

est présent des deux côtés de l'équation), rendant ainsi nécessaire une procédure itérative pour son calcul.

Dans le cas où il n'y a pas de pression interstitielle, une expression simplifiée de l'équation du facteur de sécurité de Bishop en termes de pression est :

$$FS = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \sum \left[\frac{c \beta + W \tan \phi - \frac{c \beta}{FS} \sin \alpha \tan \phi}{m_\alpha} \right]$$

Comme mentionné précédemment, FS est présent des deux côtés de l'équation. La formule n'est pas différente de l'équation classique du facteur de sécurité, sauf pour le terme m_α qui est défini comme suit :

$$m_\alpha = \cos \alpha + \frac{\sin \alpha \tan \phi}{FS}$$

III.5 L'action sismique

On établit des coefficients horizontaux et verticaux qui symbolisent une force générée par des accélérations sismiques ou semblables. SLOPE/W applique les forces sismiques au centre de gravité de chaque section, équivalentes au poids de la section multipliée par les coefficients sismiques.

III.6 Conclusion

L'étude des infiltrations à travers les barrages en terre, y compris les barrages, est une tâche complexe.

L'analyse par éléments finis est donc l'outil le plus approprié pour évaluer le niveau d'infiltration à travers la structure du barrage et ses fondations, ainsi que le facteur de sécurité.

SIMULATION NUMERIQUE

Quatrième Chapitre

**Optimisation du Système de Drainage du
Barrage de Medjedel**

Simulation de l'optimisation du système de drainage du barrage de Medjedel

IV.1 Localisation de la zone d'étude

La digue sujet de notre étude est situé à trois kilomètres en amont Sud-Ouest du village de Medjedel dans la wilaya de M'Sila et à 55 km à l'ouest de la ville de Bou Saada et à 200km. La zone de l'étude est située dans une zone à faible pluviométrique. Selon le site Wikipedia la commune de Medjedel est repérée par ses coordonnées géographiques : [35° 08' 45" nord, 3° 40' 56" est.](#)

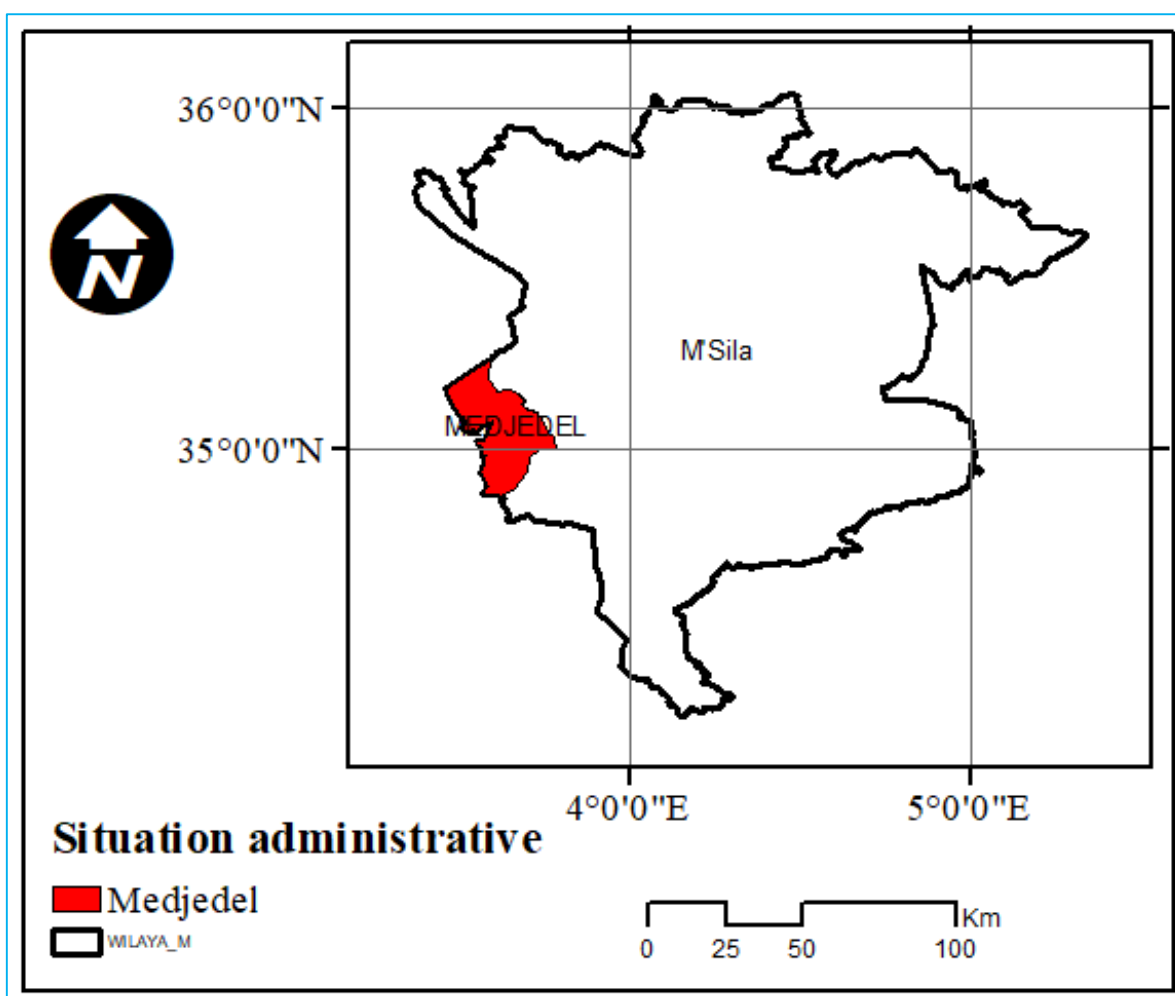


Figure IV. 1. Localisation de Medjedel par rapport aux limites de la wilaya de Msila

La commune de Medjedel situé dans la zone 31 a pour coordonnées UTM-WGS84 :

X = 562750 m Y = 3886670m et Z = 868 m, NGA

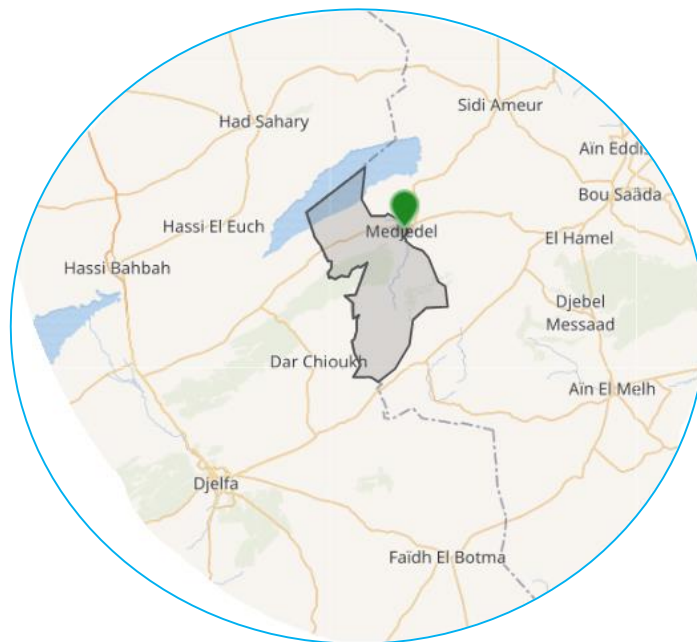


Figure IV. 2. Localisation de Medjedel par rapport aux communes avoisinantes

Le site choisi pour l'implantation du barrage de Medjedel est repéré sur la figure IV.3.

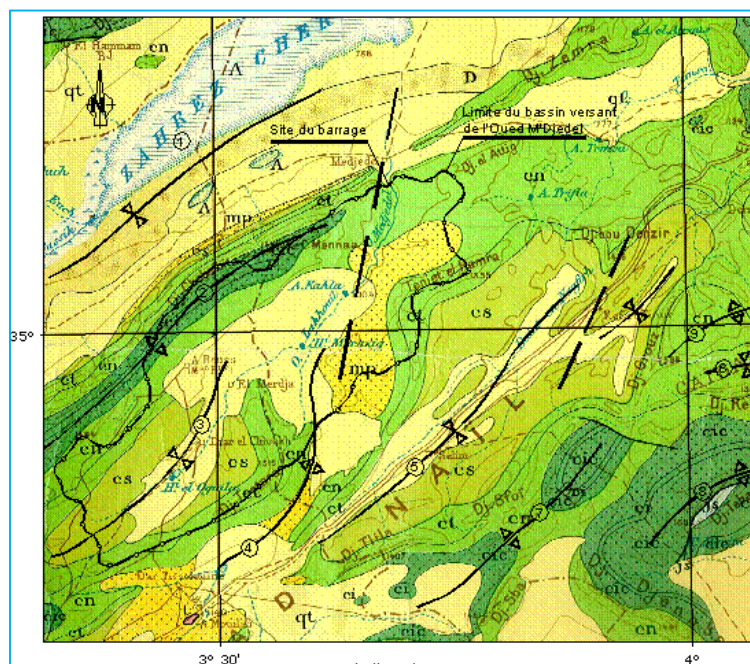


Figure IV. 3. Localisation du site du barrage sur la carte géologique de la région

IV.2 Contexte géologique

La géologie du site du barrage s'appuie sur la carte régionale établie par la Direction des Mines, dont un extrait schématisé est présenté en **Figure IV.3**.

IV.2.1 Description des formations géologiques

La zone d'étude se trouve à l'extrémité orientale de l'Atlas Saharien, dans les Monts des Ouled Naïl. La morphologie est marquée par une série de plis parallèles orientés **SO-NE**, créant une alternance de :

- **Crêtes allongées** (djebels) associées aux anticlinaux, avec des altitudes moyennes de **1250 à 1400 m** (point culminant : **Djebel Chebeibita à 1544 m**).
- **Dépressions synclinales** situées entre **800 et 1000 m** d'altitude.

La cuvette centrale de **Dar Chibouk**, légèrement inclinée vers le **NE**, présente une altitude décroissante : **1150 m** au **SO** contre **870 m** au **NE**.

IV.2.2 Terrains de couverture

Les formations superficielles comprennent principalement :

1. Dépôts meubles :

- Argiles limoneuses ou sableuses.
- Alluvions actuelles et de basses terrasses.
- Éboulements et cônes de déjection localisés.
- Altération du substratum formant un horizon mince de **sol éluvial** et de roche désagrégée.

2. Répartition spatiale :

- **Rive droite** : Dominance d'argiles continentales.
- **Rive gauche** : Frange étroite mais continue à la base, s'étendant vers l'aval pour recouvrir l'interfluve entre l'oued et le thalweg.

3. Coupe type observée près du barrage (de la base au sommet) :

- **Niveau de graviers**.
- **Argiles sableuses** avec intercalations de lentilles à fragments de tailles variées



a- rive droite



b- vue du site à partir de l'amont



c- rive gauche

Figure IV. 4. Vues du site choisi pour l'implantation du barrage de Medjedel

IV.3 Sismicité du site du projet

Le Séisme de la zone de Medjedel est calculé par une étude sismotectonique (Nousari et Salmi, 2022, PFE master ouvrages hydraulique, université de Msila) SBE : accélération horizontale de pic : $a=0.0765$ g. SMD : accélération horizontale de pic : $a=0.387$ g. le tableau IV.1.

Tableau IV. 1 Valeurs des coefficients sismiques adoptés

	A	K_h	K_v
SBE	0,0765	0,0369	0,0123
SMD	0.387	0,1866	0,0622

IV.4. Caractéristiques géotechniques des matériaux

Outre la géométrie, les données d'entrée à l'étude de stabilité sont les caractéristiques des matériaux de la digue, présentées dans le tableau IV.2.

Tableau IV. 2 Caractéristiques du matériau de la digue en terre

Matériau	Teneur en eau w (%)	Résiduelle w (%)	k_h (m/s)	k_v (m/s)	k_h/k_v	M_v / Pa	c (kN/m ²)	φ (°)	γ (kN/m ²)
Recharge (alluvions)	0.35	0.05	0.0001	0.0001	1	0.00001	0	32.0	21

IV.5. Profil simplifié retenue

Une étude préliminaire consiste à proposer un profil simple, homogène, et en fonction des calculs effectués une étude détaillée sera proposée.

La hauteur totale du barrage est de 48m, le fruit du talus amont est $m_1=3$ celui du talus aval est $m_2=2.5$ (source : « manuel de conception et projets typiques des digues en terre » utilisé par l'A.N.B.T.).

Les coordonnées des points constituant le profil sont encadrées dans le tableau IV.3.

Tableau IV. 3 Coordonnées des points de la digue en terre

Point	X (m)	Y (m)	Désignation
1	0	0	Digue
2	144	48	
3	154	48	
4	274	0	
5	136.8	45.6	
6	0	45.6	

Le profil proposé de la digue homogène étudiée est schématisé sur (la figure IV.5).

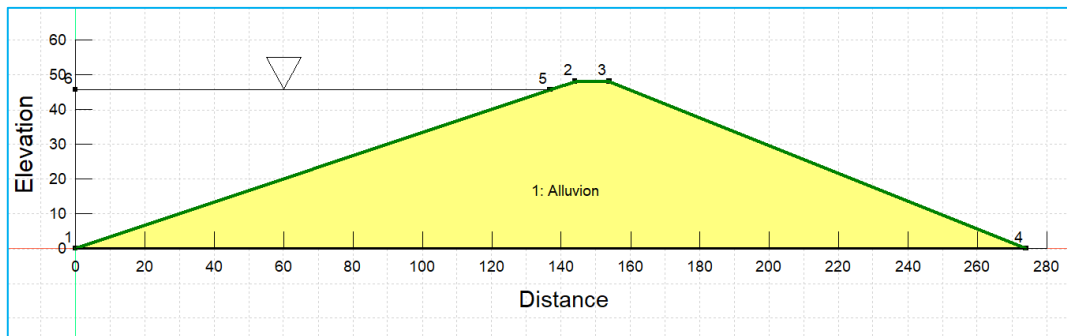


Figure IV. 5 Profil simplifié de la digue homogène étudiée

IV.6 Calculs de la stabilité de la digue : résultats et interprétation

IV.6.1. Stabilité mécanique de la digue homogène

Matériaux utilisés

Le corps de la digue est construit d'un seul matériau, alluvions dont les caractéristiques sont encadrées dans le tableau 4.2 et pour l'étude des infiltrations on doit représenter la teneur en eau volumétrique sous forme d'une fonction schématisée en introduisant la valeur de la teneur en eau à saturation ($0.35 \text{ m}^3/\text{m}^3$) pour un échantillon de matériau argile et la valeur de la compressibilité par défaut est ($M_v=0.00001/\text{kPa}$), Figure IV.4 (à gauche).

La fonction de conductivité hydraulique définit la relation entre la pression interstitielle et la conductivité hydraulique. Déterminé par la méthode Van Genuchten, avec une conductivité à saturation k-saturation de (10^{-4} m/s) et une teneur en eau résiduelle ($0.05 \text{ m}^3/\text{m}^3$), Figure IV.6 (à droite).

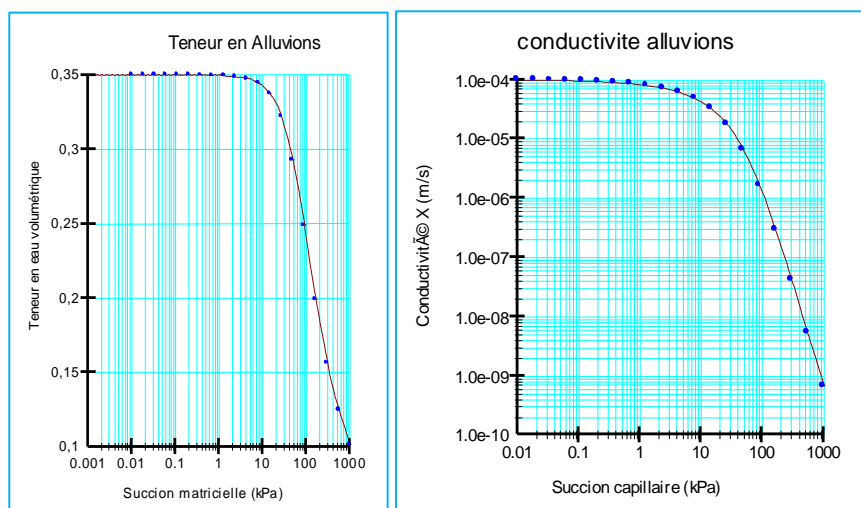


Figure IV. 6. Conductivité et teneur en eau des alluvions en fonction de la succion

IV.6.1.1. Stabilité mécanique du talus aval en utilisation normale sans drain

Conditions aux limites :

Pour ce cas d'étude, le calcul se fait à l'état stationnaire avec les 2 conditions aux limites :

- Une face d'infiltration potentielle caractérisée par un débit total d'infiltration nul sur le parement du talus aval (flux total $Q=0\text{m}^3/\text{s}$).
- Une charge hydraulique maximale sur le parement du talus amont de la retenue simulant que la retenue est pleine ($h=45,6\text{ m}$).

Résultats des calculs d'utilisation normal sans drain :

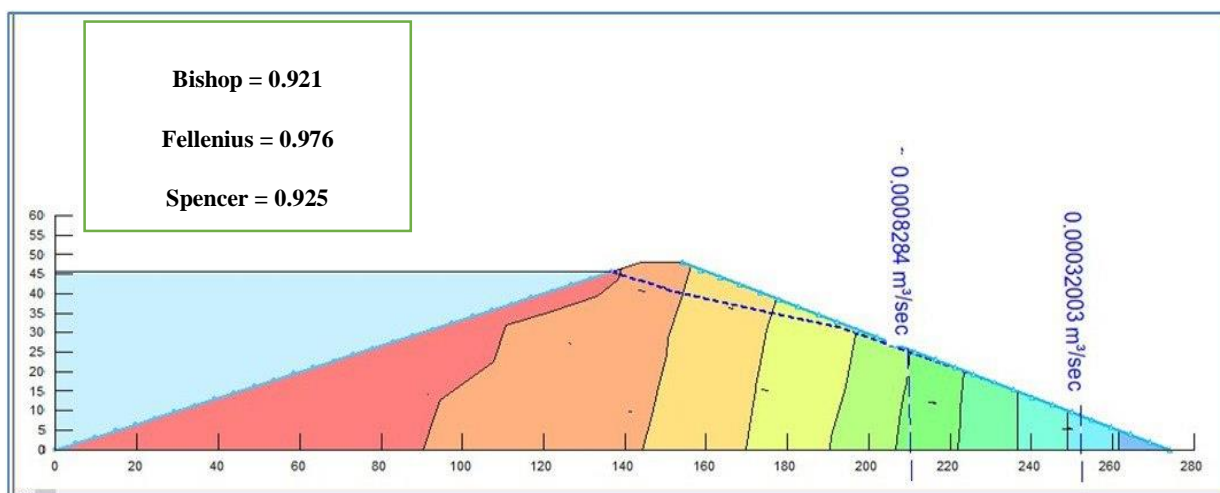


Figure IV. 7 Résultats des calculs d'utilisation normal sans drain

Les résultats ont démontré l'efficacité de la méthode de Spencer, c'est pourquoi elle sera adoptée pour la suite de l'étude.

IV.6.1.2. Stabilité mécanique du talus aval en utilisation normale avec drain

Conditions aux limites :

Pour ce cas d'étude, le calcul se fait à l'état stationnaire avec les 2 conditions aux limites :

- Une charge hydraulique maximale sur le parement du talus amont de la retenue simulant que la retenue est pleine ($h=45,6$ m).
- Drain en aval tous : charge hydraulique nulle dans la région du drain horizontal.

Résultats des calculs

Pour déterminer le meilleur type de système de drainage offrant des résultats optimaux, on procède comme suit :

- Variation du type de drain :

Drain horizontal ou Drain cheminée

- Variation de la longueur du drain :

La longueur varie entre :

$$1/4 L_b < L_d < 1/3 L_b \quad / \quad L_d < 1/4 L_b$$

(Où L_b représente la largeur de la base du remblai)

- Variation de la position de la sortie du drain :

Trois positions étudiées : -20 m / 0 m / +20 m (par rapport à la base du remblai)

- Variation de la perméabilité en saturation (k -saturation) :

Valeurs considérées : 10^{-1} / 10^{-2} / 10^{-3} / 10^{-4} m/s

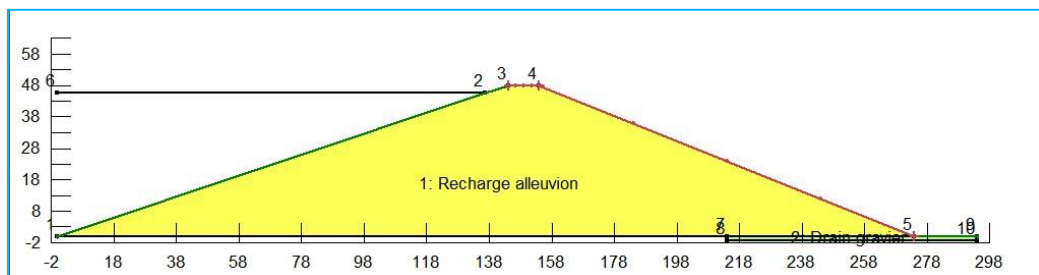


Figure IV.8 Digue en terre homogène avec drain horizontal

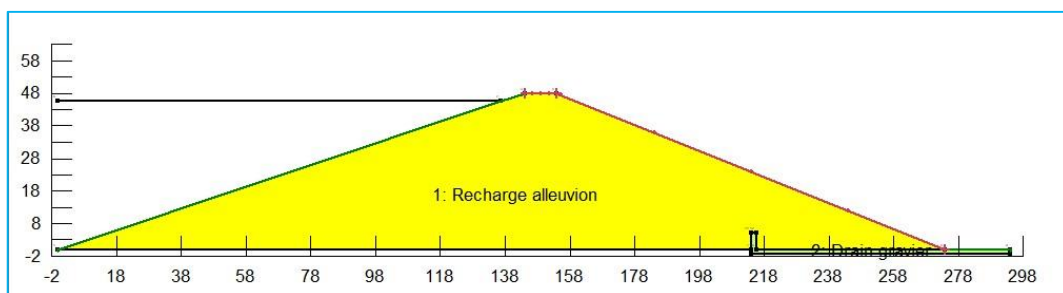


Figure IV.9 Digue en terre homogène avec drain cheminée

- Calcul d'utilisation normal avec drain horizontal

Tableau IV. 4 Débit et FS en fonction de la longueur du drain horizontal

Condition	Ld < 1/4 Lb				4Lb < Ld < 1/3 Lb				
Longueur	0m	20m	40m	60m	70m	75m	80m	85m	90m
Spencer	0.925	0.901	1.230	1.447	1.526	1.566	1.566	1.566	1.566
Q[m ³ /s]x10 ⁻⁷	8200	5230	9060	9750	10700	10800	590	90.6	9.96

La courbe suivante représente les variations des valeurs du FS en fonction de la longueur du drain

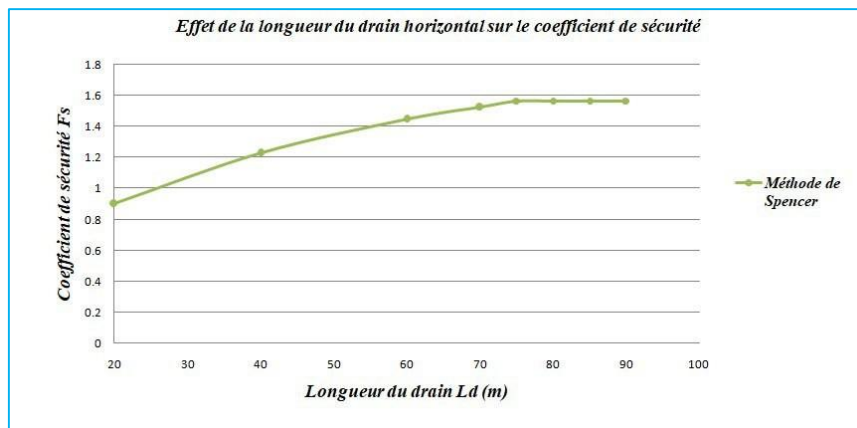


Figure IV. 10. Facteur de sécurité en fonction de la longueur du drain

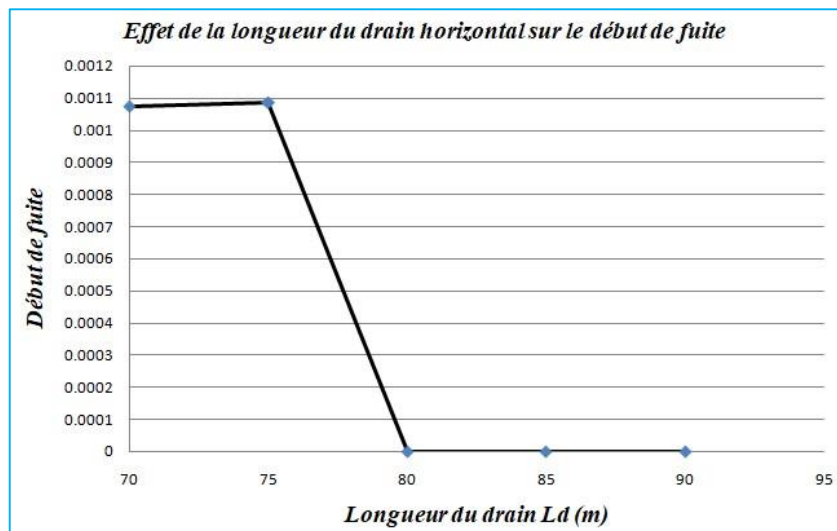


Figure IV. 11. Débit de fuite en fonction de la longueur du drain

D'après le tableau précédent et les courbes, la condition $\frac{1}{4} Lb < Ld < \frac{1}{3} Lb$ a prouvé son efficacité. Par conséquent, nous allons étudier le facteur de sécurité en utilisant la méthode de Spencer ainsi que le débit de fuite en adoptant le type de drain en cheminée.

- Calcul d'utilisation normal avec drain cheminée

Tableau IV. 5 Débit de fuite et FS en fonction de la longueur du drain cheminée

Condition	4Lb < Ld < 1/3Lb				
Longueur	70m	75m	80m	85m	90m
Facteur de sécurité	1.526	1.566	1.566	1.566	1.566
Q[m ³ /s]x10 ⁻³	1.09	1.06	1.02	1.18	1.33

En conclusion, d'après les résultats obtenus, le drainage horizontal d'une longueur de 80 m sera retenu comme solution optimale. Ce type de drainage, par tapis filtrant, est particulièrement efficace lorsque la perméabilité de la masse de sol est homogène (c'est-à-dire isotrope).

Tableau IV. 6 FS et débit en fonction de la variation de position du drain et k-saturation

Cas de	Cas de variation	L _{d_extern}	FS	Q[m ³ /s]
Calcul d'utilisation normal avec (drain horizontal)	L _d =80 m Variation de Position	20 m	1.566	5.97*10 ⁻⁵
		0 m	1.566	13.25*10 ⁻⁵
		-20m	1.566	221.74*10 ⁻⁵
	Variation de K-saturation	K= 10 ⁻¹ à 10 ⁻⁴	1.566	5.97*10 ⁻⁵

L_{d_extern} : longueur de drain supplémentaire

L'étude a montré que les variations de perméabilité n'ont pas d'effet significatif, tandis que la position de la sortie du drain influence principalement le comportement hydraulique (tel que le débit et le volume d'eau écoulé), mais a peu d'impact sur le facteur de sécurité, à condition que le système de drainage soit bien conçu.

De plus, le déplacement de la sortie du drain n'affecte pas de manière significative la stabilité du talus, et il a été démontré que la position optimale se situe en aval du talus (à +20 m), avec la mise en place d'un canal de drainage inférieur (ou déversoir de fond), dont le rôle est de collecter les eaux d'infiltration et de les évacuer loin du corps du barrage, dans le but d'améliorer l'efficacité du système de drainage.

IV.6.1.3. Stabilité mécanique du talus aval en utilisation normale pendant un séisme

IV.6.1.3.1. Stabilité mécanique du talus aval en utilisation normale pendant un séisme SBE

Le calcul du facteur de sécurité se fait en deux étapes :

- un état initial sous l'effet du poids propre et de la charge hydraulique, modélisé par le module seep/w.
- un calcul du facteur de sécurité qui démarre à partir de l'état initial, modélisé par le module slope/w.

Les accélérations sismiques horizontale (Kh) et verticale (Kv) ont été prises en compte, et calculées selon le RPA 2024 :

$$K_h = 1/3 * A * I * S$$

$$K_v = 1/3 * K_h$$

Tableau IV. 7 Valeurs des coefficients sismiques adoptés SBE

	Apic	a=(2/3)*Apic	K _h	K _v
SBE	0,0765	0.051	0,0369	0,0123

La valeur du facteur de sécurité minimal est donnée par la méthode de SPENCER est FS=1.414 comme indiqué sur la figure IV.12.

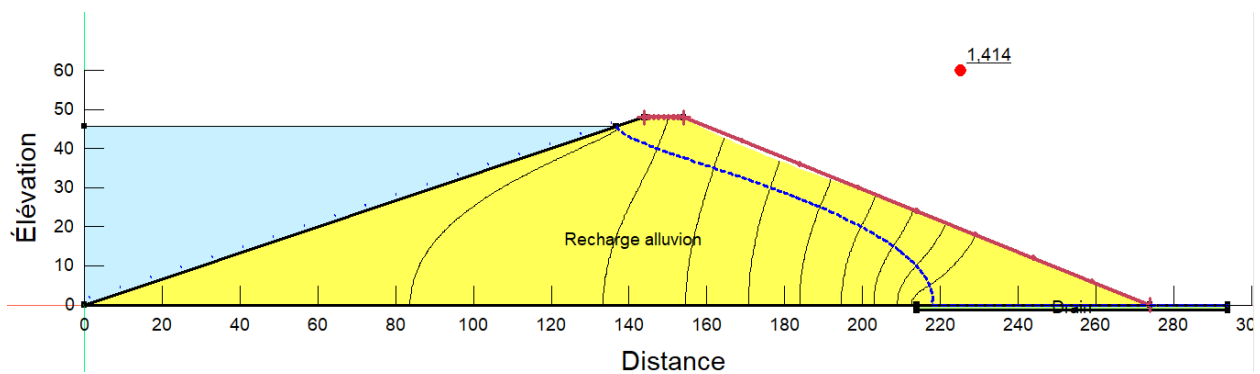


Figure IV. 12. Facteur de sécurité du talus aval en utilisation normale sous séisme de base

IV.6.1.3.2. Stabilité mécanique du talus aval en utilisation normale pendant un séisme SMD

Le calcul du facteur de sécurité se fait en deux étapes :

- un état initial sous l'effet du poids propre et de la charge hydraulique, modélisé par le module seep/w.
- un calcul du facteur de sécurité qui démarre à partir de l'état initial, modélisé par le module slope/w.

Les accélérations sismiques horizontale (Kh) et verticale (Kv) ont été prises en compte, et calculées selon le RPA 2024 :

$$K_h = 1/3 * A * I * S$$

$$K_v = 1/3 * K_h$$

Tableau IV. 8 Valeurs des coefficients sismiques adoptés SBE

	Apic	a=(2/3)*Apic	K _h	K _v
SMD	0,387	0.258	0,187	0,062

La valeur du facteur de sécurité minimal est donnée par la méthode de SPENCER est FS=1.012 comme indiqué sur la (figure IV.13)

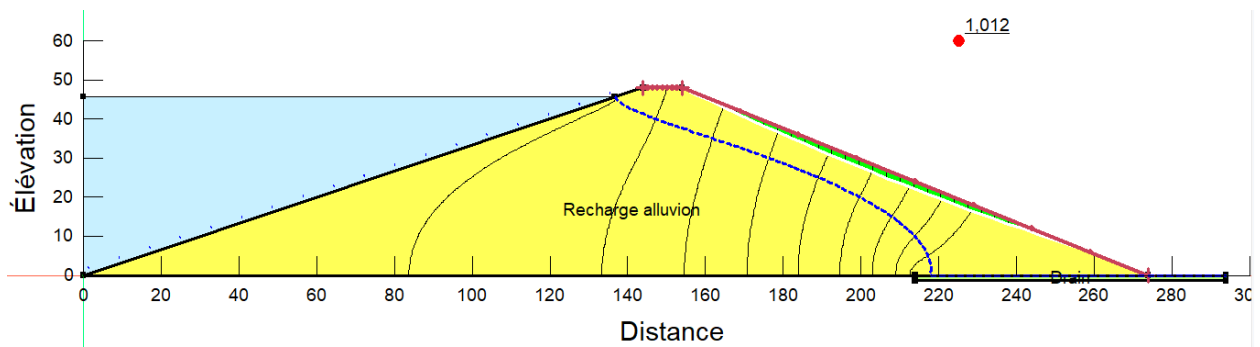


Figure IV. 13. Facteur de sécurité du talus aval en utilisation normal sous séisme maximal

IV.6.1.4. Stabilité mécanique du talus aval en fin de construction :

Le calcul se fait en une seule étape sous chargement gravitaire seul (modélisé par module SLOPE/W). Le facteur de sécurité est calculé par plusieurs méthodes d'équilibre limite. La méthode du facteur de sécurité donné par la méthode SPENCER est $F_s = 1.566$, comme le montre la figure (IV.14.)

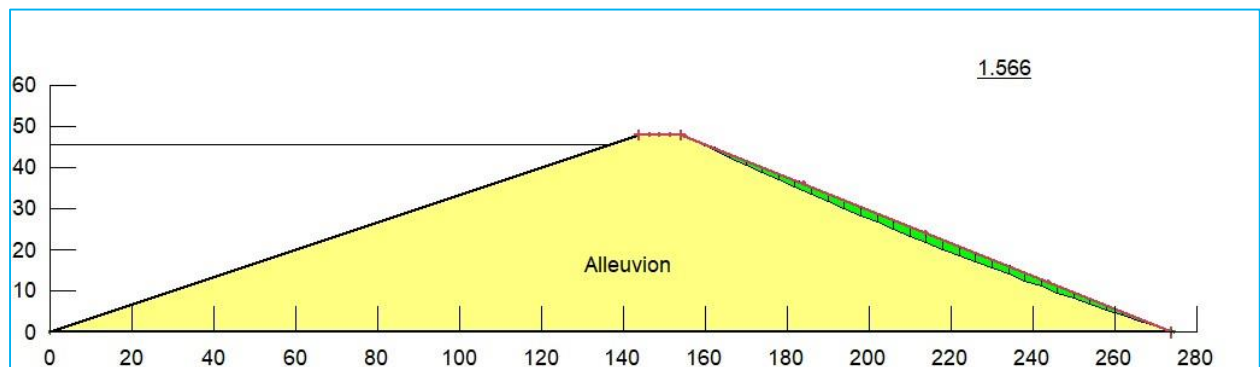


Figure IV. 14. Facteur de sécurité du talus aval en fin de construction

IV.6.2. Stabilité hydraulique de la digue homogène

IV.6.2.1. Stabilité hydraulique à l'état de Vidange rapide

Une vidange est dite rapide si sa durée est inférieure ou égale à 30 jours. Deux cas de vidange rapide peuvent se poser :

A- Une vidange instantanée :

La charge hydraulique passe du niveau maximal $h=45,6$ m vers une charge hydraulique $h=0$ m instantanément.

* Conditions aux limites :

Pour ce cas d'étude on définit 3 conditions aux limites :

- Face amont instantanée : débit total nul le long de la ligne mouillée incliné de 45.6 à 0m.
- Niveau rabattement 0 m amont : Le premier Point du talus amont (0,0).
- Drain en aval tous : charge hydraulique nulle dans la région du drain horizontal.

Le calcul se fait à l'état transitoire.

* Résultats des calculs :

L'allure de la ligne de saturation après une vidange instantanée qui a duré 1 jours est représentée sur la figure IV.15.

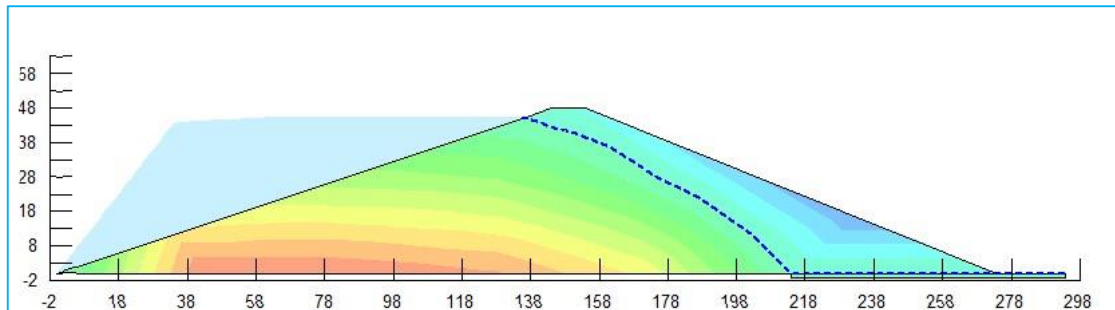


Figure IV. 15. Position de la ligne de saturation, cas de vidange instantanée

Les contours des pressions interstitielles et la ligne de saturation qui correspond à une pression nulle sont représentées sur la figure IV.16.

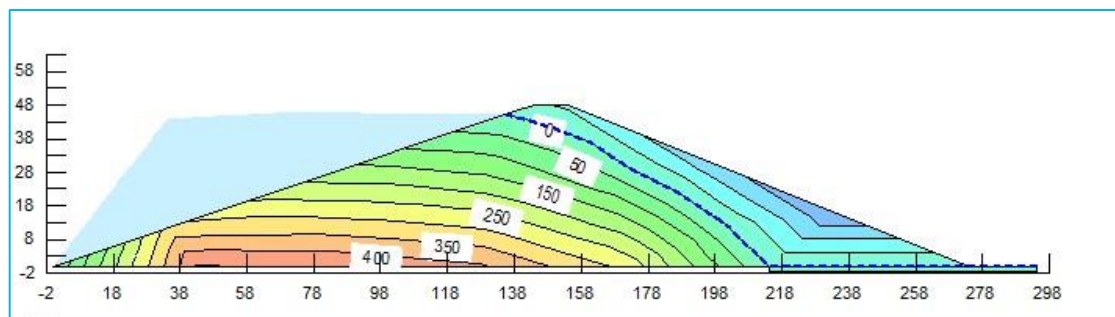


Figure IV. 16. Contours des pressions interstitielles pour la digue, vidange instantanée

B- Une vidange qui est fonction du temps

La charge hydraulique est fonction du temps, elle passe de $h=45.6$ m vers $h=0$ m en cinq jours.

* Conditions aux limites :

Pour ce cas d'étude on définit 2 conditions aux limites :

- La charge hydraulique est introduite par une fonction du temps (figure IV.17).
- Drain en aval tous : charge hydraulique nulle dans la région du drain horizontal.

Le calcul se fait à l'état transitoire

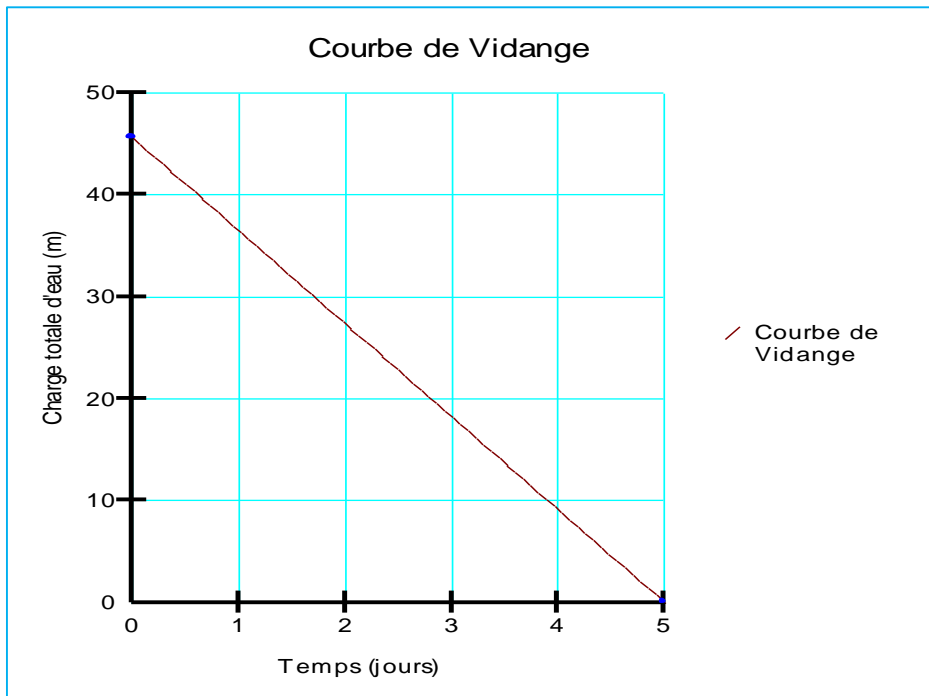


Figure IV. 17. Variation de la charge hydraulique en $f(t)$, pour la digue

* Résultats des calculs :

Les contours des pressions d'eau interstitielles après trois jours de vidange rapide en fonction du temps (Figure IV.18).

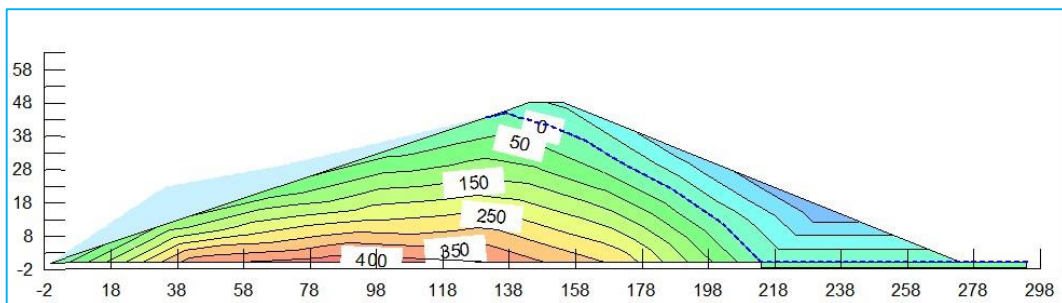


Figure IV. 18. Contours des pressions interstitielles pour la digue, vidange $f(t)$

Le débit de fuite de la digue au bout d'une durée de 30 jours de vidange est de 0.0018m^3 (Figure IV.19)

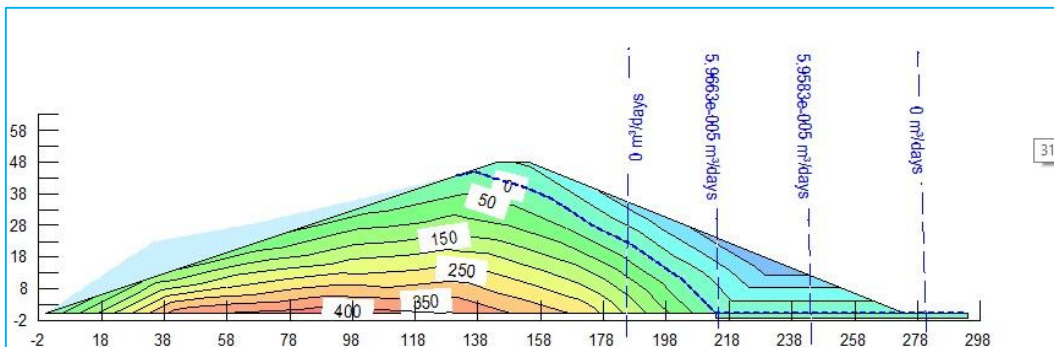


Figure IV. 19. Débit de fuite pour la digue, vidange $f(t)$

IV.6. 3. Stabilité mécanique du talus amont après vidange rapide

IV.6. 3.1. Stabilité mécanique du talus amont après vidange rapide instantanée

Le calcul du facteur de sécurité se fait en trois étapes :

- un état initial sous l'effet du poids propre et de la charge hydraulique maximale, modélisé par le module seep/w à l'état stationnaire.
- une deuxième phase sous l'effet de la charge hydraulique représentant une vidange instantanée, modélisé par le module seep/w à l'état transitoire.
- un calcul du facteur de sécurité qui démarre à partir de l'état initial, modélisé par le module slope/w.

La valeur du facteur de sécurité minimal est donnée par la méthode de SPENCER est FS=1.690 comme indiqué sur la figure IV.20.

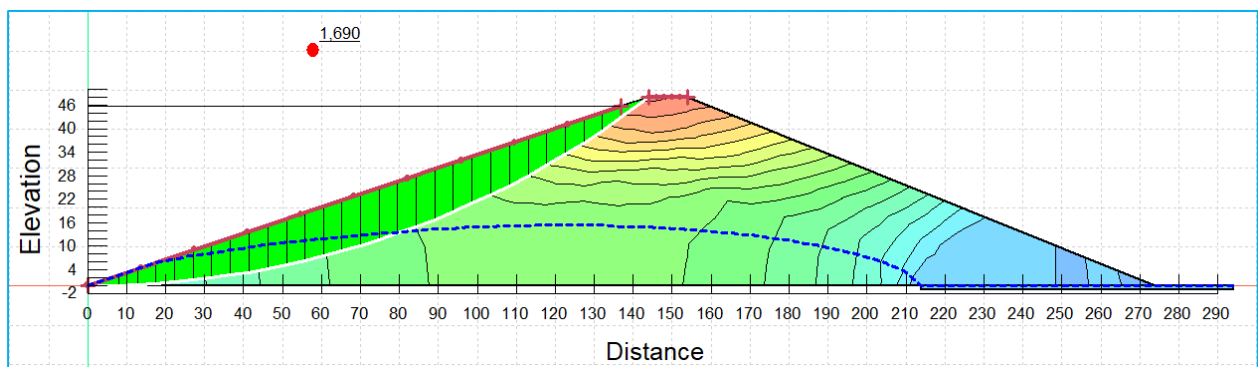


Figure IV. 20. Facteur de sécurité du talus amont en vidange rapide instantanée

IV.6.3.2. Stabilité mécanique du talus amont (vidange rapide) fonction du temps dite lente

Le calcul du facteur de sécurité se fait en trois étapes :

- un état initial sous l'effet du poids propre et de la charge hydraulique maximale, modélisé par le module seep/w à l'état stationnaire.
- une deuxième phase sous l'effet de la charge hydraulique représentant une vidange fonction du temps pour rabattre le niveau de 45.6 m vers un niveau nul pendant 5 jours, modélisé par le module seep/w à l'état transitoire.
- un calcul du facteur de sécurité qui démarre à partir de l'état initial, modélisé par le module slope/w

La valeur du facteur de sécurité minimal est donnée par la méthode de SPENCER est FS=1.629 comme indiqué sur la figure IV.21.

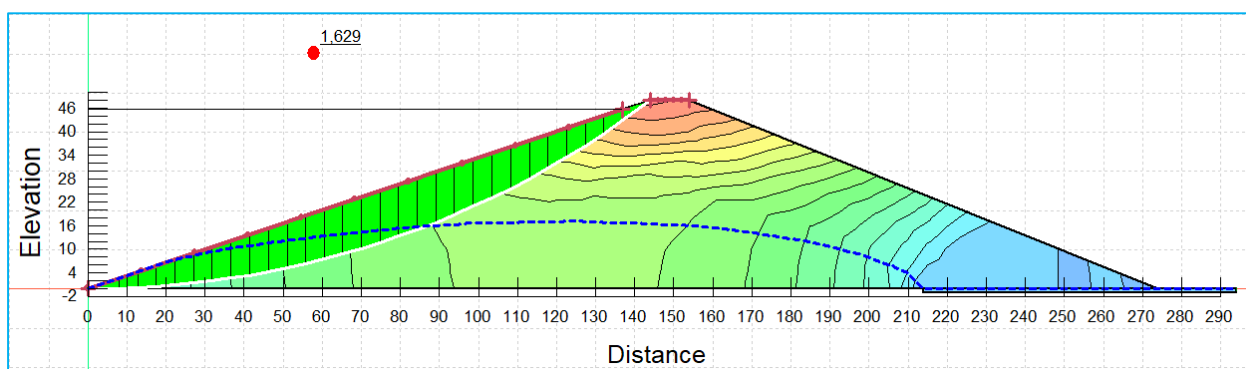


Figure IV. 21. Facteur de sécurité du talus amont en vidange rapide $f(t)$

Récapitulation

Les résultats des différentes configurations de calculs sont regroupés et comparés aux valeurs imposées par le « manuel de conception et projets typiques des digues en terre » utilisé par l’A.N.B.T.

Tableau IV. 9 Valeurs du FS selon SPENCER pour toutes les configurations de charge

/	Talus Amont	Talus Aval		Valeur Imposée	Vérification
Utilisation normale	-	1.566		1.35	Vérifiée
Utilisation normale Avec séisme	-	SBE	SMD	1.15	Vérifiée
		1.414	1.012		
Fin de construction	1.879	1.566		1.25	Vérifiée
Vidange rapide	1.690	-		1.25	Vérifiée

IV.7 Synthèse

Les résultats montrent que les talus amont et aval du barrage sont stables dans toutes les configurations de chargement, la valeur du facteur de sécurité calculée étant supérieure à celle exigée par le « Manuel de conception et projets typiques des digues en terre » adopté par l’Agence Nationale des Barrages et Transferts (A.N.B.T.).

Un drain horizontal de 1.5m d’épaisseur, de 80 m de longueur, dont une partie de 20m est situé au-delà du pied du talus aval, est retenu comme solution optimale.

L’étude a également révélé que la stabilité hydraulique est très satisfaisante, grâce à la réduction du débit de fuite au niveau du pied de la pente aval de la digue homogène, passant de $8,24 \times 10^{-4}$ m³/s à $9,9 \times 10^{-7}$ m³/s.

En ce qui concerne la stabilité mécanique, le facteur de sécurité a été amélioré, passant de 0,925 à 1,566, soit une augmentation de 41 %.

Les recommandations internationales, en particulier, exigent que les dommages potentiels causés aux différentes structures en cas de séisme (SMD) ne soient pas de nature à entraîner l'effondrement du barrage.

Conclusion Générale

L'objectif de l'étude présentée dans ce mémoire était d'améliorer la stabilité des barrages en terre à travers le développement des systèmes de drainage, en se basant sur l'étude de cas du barrage prévu dans la commune de Medjedel, wilaya de M'Sila.

Dans une première phase, cette étude a permis de présenter une vue d'ensemble sur les barrages en terre, en mettant l'accent sur l'impact des infiltrations sur leur stabilité, ainsi que sur les méthodes utilisées pour renforcer cette stabilité et réduire les risques de rupture. Par la suite, les différentes techniques et systèmes de drainage ont été abordés.

Dans une seconde phase, deux modules performants du logiciel GEOSLOPE ont été mis en œuvre le module SEEP/W pour l'analyse des infiltrations hydrauliques, et le module SLOPE/W pour l'analyse de la stabilité mécanique des pentes, à l'aide de la méthode de l'équilibre limite selon les approches de Fellenius, Bishop et Spencer.

Les résultats de l'étude démontrent une **stabilité hydraulique très satisfaisante**. Cette conclusion est étayée par une réduction drastique du débit de fuite au niveau du pied de la pente aval de la digue homogène, passant de $8,24 \times 10^{-4} \text{m}^3/\text{s}$ à $9,9 \times 10^{-7} \text{m}^3/\text{s}$. Cette diminution est un indicateur extrêmement positif. Elle montre l'importance du rôle joué par le drain tapis dans la stabilité de l'ouvrage, minimisant ainsi les risques d'érosion interne, de renard hydraulique et de sous-pression qui peuvent exposer la stabilité des ouvrages en terre, ce qui contribue directement à limiter les risques de glissement.

Elle a également permis d'évaluer la stabilité mécanique des talus du barrage en terre de Medjedel, à travers l'analyse de l'effet de la longueur, de l'épaisseur et de l'emplacement du drain tapis horizontal dans différentes configurations.

Un drain horizontal de 1.5m d'épaisseur, de 80 m de longueur, dont une partie de 20m est situé à l'extérieur du pied du talus aval, est retenu comme solution optimale.

Un aspect notable des résultats est l'amélioration significative du facteur de sécurité mécanique global, passant de 0,925 à 1,566, soit une augmentation de 41%. Cette amélioration, indique une capacité à renforcer la structure pour qu'elle puisse mieux résister aux contraintes mécaniques. Cette amélioration est le résultat de propositions de renforcement qui compare une situation initiale prise comme référence avec une situation optimisée.

Références Bibliographiques

- Anton J., & S. (2011). *Les barrages du projet à la mise en service*. Universitaires Romandes, lausanne suisse.
- BELLAHRECHE M, & H. (2021). *Effets des Drains sur la stabilité des Barrages en terre Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master VOA*. Universuté ibn Khaldoune de Tiaret.
- FBR.1. (2021). *Recueil de méthodes et de techniques de confortement et réparation des digues de protection en remblai partie 1 cadre général e méthodes été*.
- CFBR.2. (2021). *Recueil de méthodes et de techniques de confortement et réparation des digues de protection en remblai partie 2- Fich*.
- Coyne et Bellier. (2009). *Avant projet détaillé- Note de calcul du barrage de Soubella*. Bureau d'ingénieurs-conseils.
- Daidipya .S. (2021). *Slope stability analysis of road embankment using Geostudio software*.
- Degoutte.G & J.J Fry. (2002). *Petis barrages recommandation pour la conception la realisation et le suivi* .
- Hadjira Femmam. (2014). *Analyse numérique de l'influence des pressions interstitielles sur la stabilité des talus*. Université de Mohamed Khider –Biskra –Algérie.
- Hariz Yacine & Oudjana Hammou. (s.d.). *Effet des drains sur la stabilité des barrages en terre cas des barrages Boubrik et El-haimeur (wilaya de Ghardaïa)*.
- Hiben Mehari, H. (n.d.). *Geostudio training manual*. <https://www.researchgate.net/publication/356840126>.
- Lautrin. (2002). *Vieillessement et réhabilitation des petits barrages en terre*.
- Messaid Belkacem, M. (2009). *Etude de la position éfficace des drains dans les barrages en terre*. Université Lhadj Lakhdar.
- Mirech Amina. (2013). *Utilisastion des geosyntheticques en geotechnique routiere*.
- Rahil.R & Smahi S. (2021). *Modélisation de la stabilité d'une pente par geoslope*.
- Rodríguez,, B., & A. La Rosa,, S. (2004). *Procédures méthodologiques pour l'exécution des études des retenues collinaires et petits barrages*. Manule de conception et projets typiques des digues en terre.
- Seddiki, A. (2020). *Prise en compte de l'action sismique dans les études de stabilité et de*.
- Seddiki, A., & Khemissa, M. (2021). *Analyse des effets d'infiltrations sur la stabilité des barrages en terre (Cas du barrage Soubella, commune de Magra, wilaya de M'sila)*. *The Second International Conference on Civil Engineering ICCE'2020*.

Sellami S et Belamri S. (2014.). *Etude de stabilité et de confortement du glissement de terrain.*
Université Abderrahmane MIRA Bejaia.