



**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 :

OSMANE SOULEF & LOGHRAB MERIEM

THEME

***MODELISATION NUMERIQUE DE LA STABILITE D'UNE
DIGUE EN TERRE SUR SOL IMPERMEABLE***

Soutenu devant le jury composé de Messieurs :

**KHEMISSA Mohamed, Professeur, Université Med Boudiaf - M'sila, Président
MEDDAH Abdelaziz, Professeur, Université Med Boudiaf - M'sila, Examineur
MENASRI Abderrazek, M.C.A, Université Med Boudiaf - M'sila, Co-Encadreur
SEDDIKI Ahmed, M.C.A, Université Med Boudiaf - M'sila, Encadreur**

Promotion : 2023/2024

Remerciements

Tout d'abord, je tiens à remercier, mon directeur de mémoire **M. SEDDIKI Ahmed**, professeur à l'université Mohamed Boudiaf de Msila, pour ses conseils avisés, qui ont contribué à alimenter ma réflexion.

Je tiens à témoigner toute ma reconnaissance aux personnes suivantes, pour leur aide dans la réalisation de ce mémoire :

- Mon co-encadrant, **M. MENASRI** Abderrazek, maitre de conférence à l'université de Msila, qui m'a beaucoup appris sur les défis auxquels sont confrontés le domaine des digues et de la simulation numérique.
- Aux **membres de jury** pour le temps consacré à la lecture et à l'évaluation de ce travail.
- Toute l'équipe pédagogique du département de génie civil à l'Université de Msila, responsable de ma formation.
- Mes amis et collègues qui m'ont apporté leur soutien moral et intellectuel tout au long de ma démarche.

À tous ces intervenants, je présente mes remerciements, mon respect et ma gratitude.

Osmane & Loghrab

Résumé

Le travail présenté dans ce mémoire a pour but d'analyser l'effet du drain horizontal sur les infiltrations et sur la stabilité mécanique d'une digue en terre.

En premier temps on a présenté des généralités sur les différents types de barrages en terre, leur dimensionnement et les effets des infiltrations sur leur stabilité.

Ensuite on a exposé les méthodes de d'analyse de la stabilité hydraulique et mécanique des barrages en terre, la protection des talus amont et aval et le processus de drainage par filtres et ouvrages annexes.

Après présentation de l'outil numérique utilisé qui est le logiciel GEOSTUDIO, à l'aide du module SEEP/W, on a analysé la stabilité hydraulique en déterminant de la ligne de saturation, le débit de fuite au sein du massif et le dimensionnement du drain horizontal et à l'aide du module SLOPE/W on a vérifié la stabilité mécanique des talus amont et aval de la digue sous différents cas de chargement.

On a terminé par une application pratique à l'étude de la stabilité hydraulique et mécanique de la digue du barrage en terre de Soubella située dans la commune de Magra (wilaya de M'sila).

Mots clés : drain - infiltrations – stabilité – digue – amont –aval.

SOMMAIRE

RESUME	
SOMMAIRE	
LISTE DES FIGURES	
LISTE DES TABLEAUX	
LISTE DES NOTATIONS	
INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE PREMIER.....	3
Digues en terre et méthodes de calcul de la stabilité.....	3
I.1 Définitions.....	3
I.2 Différents types de digue en terre	3
I.3 Pentés des talus de digue.....	5
I.4 Les principales causes de rupture des ouvrages en terre [6].....	6
I.5 Les mécanismes de rupture dans un ouvrage en terre.....	6
I.6 Analyse de la stabilité de la digue en terre	9
CHAPITRE DEUXIEME	15
Rôles des Drains et Filtres dans la stabilité des digues en terre.....	15
II.1 Rôle des Drains.....	15
II.2 Tapis de drainage.....	15
II.3 Le drain cheminé	15
II.4 Prisme de drainage.....	16
II.5 Filtres	17
II.6 Disposition des drains et des filtres	17
II.7 Conclusion	18
TROISIEME CHAPITRE.....	26
Outils numérique de calculs	26
III.1. Le logiciel Geostudio	26
III.2. Paramètres d'analyse	27
III.3 Le module SEEP/W	28
III.4. Le module SLOPE/W.....	29
III.4. L'action sismique	34
III.5. Affichage des résultats des analyses	34
QUATRIEME CHAPITRE.....	34
Simulation de l'effet des infiltrations à travers une digue avec ou sans drain au pied aval.....	34
IV.1 Localisation de la digue Soubella	34
IV.2 Géologie	35
IV.3 Sismicité du site du projet.....	36
IV.4. Caractéristiques géotechnique des matériaux	36
IV.5. Profil simplifié retenue.....	36
IV.6- Stabilité hydraulique de la digue	37
IV.7- Stabilité mécanique de la digue	40
IV.8- Synthèse.....	43
CONCLUSION GENERALE.....	44
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE	45

LISTE DES FIGURES

Fig. I.1 Barrage en terre El-Haimeur dans la wilaya de Ghardaïa en Algérie [1]	3
Fig. I.2 Digue en terre, profil homogène	3
Fig. I.3 Digue en terre, profil zoné [3]	4
Fig. I.4 Digue en terre avec masque rocheux [4]	4
Fig. I.5 Quelques enchaînements de phénomènes produit par l'action de l'eau conduisant à la rupture	6
Fig. I.7 Renard dans le corps de l'ouvrage (a) ou dans la fondation (b)	8
Fig. I.8 Évolution type d'un renard dans le corps de l'ouvrage	8
Fig. I.9 Évolution type d'une brèche par surverse.....	8
Fig. I.10 Évolution type d'une brèche par surverse.....	8
Fig. I.11 Rupture par affouillement [8]	9
Fig. 1.12 Rupture par liquéfaction [9]	9
Figure I.13 Trace des lignes de courant et des lignes équipotentielles [10]	10
Figure I.14 Retenue pleine [11].....	11
Figure I.15 Forces pseudo-statiques apportées à un talus [15].....	13
Fig. II.1 Drain horizontal (tapis) sur massif imperméable	15
Fig. II.2 Drain vertical (cheminé) lié à un drain horizontal et une butée de pied.....	16
Fig. II.3 Digue homogène avec prisme de drainage	16
Fig. II.4 Disposition du drain et du filtre fondation à gauche imperméable, à droite perméable [1]	17
Figure III.1 Les modules du logiciel Geostudio	26
Figure III.2 logo du logiciel Geostudio version actuelle	26
Figure III.2 Maillage quadrilatère et triangle	27
Figure III.3 Configuration du problème	27
Figure III.4 Exemple de fonction de teneur en eau volumétrique pour le silt.....	28
Figure III.5 Exemple de Fonction de conductivité hydraulique pour le silt.....	29
Figure III.6 Modélisation du drain horizontal au pied du talus aval par une ligne à pression nulle	29
Figure III.7 Schéma statique d'une tranche.....	32
Figure III.8 Toutes les surfaces de glissement passant par un point	33
Figure III.9 Définition de la surface de glissement par la méthode de la grille et du rayon	33
Figure III.10 Schéma de la surface de glissement d'entrée et de sortie	34
Figure III.11 Boîte d'introduction des coefficients d'accélération sismique	34
Figure III.12 Lignes équipotentielles produits par l'analyse d'infiltrations en régime permanent.....	34
Figure III.13 Surface de glissement critique et facteur de sécurité minimum.....	35
Figure IV.1 Localisation de la commune de Magra dans la wilaya de Msila en Algérie.....	34
Figure IV.2 Situation géographique du barrage de SOUBELLA.....	35
Figure IV.2 Carte géologique du site de la digue de Soubella	35
Figure IV.3 Profil simplifié de la digue homogène étudiée	37
Figure IV.4 Conductivité hydraulique des alluvions en fonction de la succion.....	37
Figure IV.5 Résultats des calculs sous effets des infiltrations, pour la digue pleine.....	39
Figure IV.6 Résultats des calculs sous effets des infiltrations, pour la digue pleine avec drain	40
Figure IV.7 Facteur de sécurité du talus aval en fin de construction	40
Figure IV.8 Facteur de sécurité du talus aval sans drain	41
Figure IV.9 Facteur de sécurité du talus aval avec drain, en utilisation normale.....	41
Figure IV.10 Facteur de sécurité du talus aval en utilisation normale sous séisme de base	42
Figure IV.11 Facteur de sécurité du talus aval en utilisation normale sous séisme maximal	43

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 Valeurs indicatives des pentes pour digue en terre (Belokonev,1981)	5
Tableau III.1 Équations de statique satisfaites	30
Tableau III.2 Caractéristiques et relations des forces inter-tranches	31
Tableau IV.1. Valeurs des coefficients sismiques adoptés.....	36
Tableau IV.2 Caractéristiques du matériau de la digue en terre.....	36
Tableau IV.3 Coordonnées des points de la digue en terre	36

LISTE DES NOTATIONS

A	: coefficient d'accélération de zone
k_h	: coefficient d'accélération sismique horizontal
c	: cohésion
c'	: cohésion effective
c_u	: cohésion non drainée
c_c	: indice de compression
c_g	: indice de gonflement
E	: module d'élasticité (module d'Young)
E_{ref}	: module de référence
E_{50}	: module sécant
F_S	: coefficient de sécurité
G	: module de cisaillement du sol (module de Coulomb)
h	: hauteur du talus
K_0	: coefficient de pression des terres au repos
K_h	: coefficient pseudo-statique horizontal
K_v	: coefficient pseudo-statique vertical
N_f	: indice de frottement
N_s	: indice de stabilité
N_e	: indice de séisme
P	: fonction de perturbation
σ'_p	: pression de préconsolidation
σ'_{vo}	: pression effective des terres
U	: pression interstitielle
U_l	: effort dû à la pression d'eau latérale
V	: effort vertical
W	: poids des terres
β	: angle du talus
γ	: poids volumique
γ_d	: poids volumique sec
γ_{sat}	: poids volumique saturé
φ	: <i>angle de frottement interne</i>
φ'	: <i>angle de frottement interne effectif</i>
φ_u	: <i>angle de frottement interne non drainé</i>
ν	: coefficient de Poisson
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$: contraintes principales majeure, intermédiaire et mineure
σ'	: contrainte effective
α	: inclinaison de la surface de rupture
τ_{ult}	: contrainte de cisaillement ultime du sol
τ_{max}	: résistance au cisaillement
τ	: contrainte de cisaillement mobilisée
ψ	: angle de dilatance
ΣMsf	: coefficient total de sécurité (facteur de sécurité)

INTRODUCTION GENERALE

Pour tout le monde l'évolution démographique et l'évolution économique exigent des réservoirs en plus grand nombre pour retenir les excédents hydrauliques saisonniers afin de pouvoir satisfaire avec constance et régularité les besoins en eau.

La maîtrise de l'eau par le biais d'aménagement hydrauliques appropriés constitue une des clés de l'augmentation significative de la qualité de vie.

Pour tous, la croissance démographique et le développement économique nécessitent davantage de réservoirs pour retenir les excès hydrauliques saisonniers afin que les demandes en eau puissent être satisfaites de manière cohérente et régulière.

La maîtrise des ressources en eau par un développement hydroélectrique adéquat est l'une des clés d'une amélioration significative de la qualité de vie.

Il a dû sembler naturel aux gens d'autrefois de bloquer le cours des rivières avec des remblais de terre piétinée et compactée. Depuis des siècles la construction des barrages s'est avérée nécessaire.

De nombreuses méthodes de calcul de stabilité ont été proposées. Elles diffèrent par les hypothèses retenues par les auteurs (méthodes de calcul en équilibre limite, méthodes de calcul à la rupture, méthodes de calcul en déformations) et la facilité avec laquelle elles peuvent être mises en œuvre, mais elles s'accordent toutes pour définir un coefficient global de sécurité par lequel la stabilité de la pente d'étude est considérée comme assurée ou compromise, ou par des coefficients de sécurité partiels affectant, d'une part, les sollicitations appliquées et, d'autre part, les propriétés mécaniques des sols.

Les progrès de l'informatique et des méthodes d'analyse numérique ont permis de développer des modèles rhéologiques et des algorithmes de résolution, aboutissant à des modèles qui rendent mieux compte du comportement observé in situ.

La modélisation du comportement du sol est une étape importante pour déterminer la qualité d'une analyse structurale.

Le travail de ce mémoire consiste à étudier les effets de l'infiltration hydraulique sur la stabilité des talus en amont et en aval d'un barrage en terre. L'objectif est de fournir des orientations scientifiques pour l'étude des remblais constituant des corps de remblai à l'aide de différents modèles de comportement du sol.

Pour simuler le comportement du sol de remblai, nous avons utilisé différents modèles de comportement du sol adoptés dans le module de suintement seep/w du logiciel GEOSTUDIO version 2012.

Plusieurs configurations sous sollicitation sismique (en fin de chantier, en régime permanent et en cours de vidange) ont été étudiées pour montrer l'influence du modèle de comportement du sol du remblai et l'influence de la géométrie et de l'effet des paramètres hydraulique sur les résultats de calcul. Pour atteindre l'objectif, le travail est divisé en quatre chapitres :

Chapitre 1 : *Digues en terre et méthodes de calcul de la stabilité* ; les différents types de barrage ; les avantages et les inconvénients des différents types de barrages.

Chapitre 2 : Rôles des Drains et Filtres dans la stabilité des digues en terre ; rôles des drains ; tapis drainant ; drain cheminée ; prisme de drainage ; filtres ; Disposition des drains et des filtres.

Chapitre 3 : *Outil numérique de simulation* : présentation des outils numériques utilisés : Paramètres d'analyse ; Propriétés des matériaux ; Géométrie, Esquisse du problème et Maillage ; Conditions aux limites ; Le module SEEP/W ; Estimation des fonctions de conductivité ; Modélisation du drain horizontal ; Le module SLOPE/W ; Méthodes d'analyse en Equilibre limite ; Pressions interstitielles ; Définition de la surface de glissement ; Formes de surface de glissement ; L'action sismique ; Affichage des résultats des analyses

Chapitre 4 : *Etude d'un cas* : elle comporte une application numérique pour calculer l'effet du drainage horizontal sur l'infiltration et la stabilité mécanique, d'une digue en terre d'un barrage situé dans la commune de Magra (wilaya de M'sila).

SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE PREMIER

Digues en terre et méthodes de calcul de la stabilité

Digues en terre et méthodes de calcul de la stabilité

I.1 Définitions

Les digues en terre sont des barrages souples aménagées au niveau de la dépression entre les collines. Elles permettent de collecter les eaux de pluie et de ruissèlement, le stockage des eaux de surface pour la consommation dans diverses activités humaines, ou bien comme moyen de diminution des débits de crues, qui peuvent se produire à un moment donné, pour la protection contre les inondations (figure I.1).



Fig. I.1 Barrage en terre El-Haimeur dans la wilaya de Ghardaïa en Algérie [1]

Les digues en terre représentent un grand nombre en Algérie. Leur coup de réalisation n'est pas assez important car ils sont constitués de matériaux locaux (près de site).

I.2 Différents types de digue en terre

Nous distinguons deux types de digue en terre [2]

I.2.1 Digue homogène :

Dite homogène car elle est constituée d'un seul matériau (argile) relativement imperméable. Le talus amont est protégé par un enrochement contre l'érosion due aux vagues. Le talus aval peut être empierre ou engazonné (figure I.2).



Fig. I.2 Digue en terre, profil homogène

I.2.2 Digue zonée :

Composée de deux à trois couches de matériaux ayant des caractéristiques différentes :

- Un noyau : constitué de terre imperméable au centre de l'ouvrage qui assure le rôle d'étanchéité ;
- Une zone semi-imperméable qui couvre la surface du noyau, et composée d'argile sableuse ;
- Une couche perméable située au-dessus de la deuxième couche, constituée généralement de gravier (figure I.3) ;

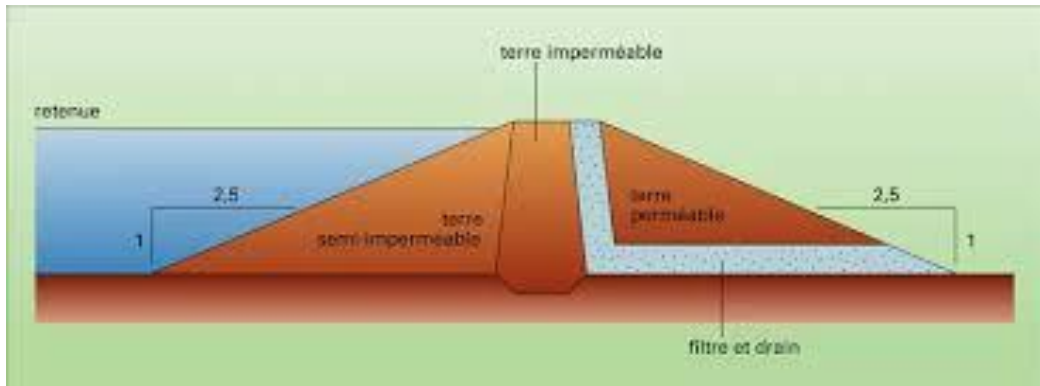


Fig. I.3 Digue en terre, profil zoné [3]

- Enfin un masque en enrochement contre l'érosion due aux vagues.



Fig. I.4 Digue en terre avec masque rocheux [4]

Barrage à noyau :

Si la quantité des matériaux imperméables disponibles sur site est insuffisante pour la réalisation de tout le corps du barrage. Dans ce cas les fonctions de résistance et d'étanchéité sont en quelques sortes séparées. La résistance est assurée par les recharges placées sur les flancs de l'ouvrage, par contre l'imperméabilité est assurée par le noyau central constitué de terre, la plus imperméable possible (argile).

IL existe trois types de barrages à noyau :

- Barrage à noyau central ;
- Barrage à noyau incliné ;
- Barrage à diaphragme.

a- Barrage à noyau central : Le noyau est constitué d'un sol imperméable ou peu perméable pour assurer l'étanchéité par contre la stabilité du massif sera assurée par des zones perméables appelées recharges **Source spécifiée non valide.**

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

c- Barrage à diaphragme : Le noyau est constitué d'un mélange bitume de bentonite et de ciment et des parois en béton, pour une paroi moulée à sec $e_{\min} = 0.80$ m.

Barrage à masque :

Si aucune terre imperméable n'est disponible et où seuls les enrochements sont dominants. Le corps du barrage est donc construit avec un matériau quelconque pour autant qu'il soit peu déformable et pouvant assurer la stabilité au glissement de l'ensemble de l'ouvrage. Le masque qui assure l'étanchéité peut être en béton, en produits bitumineux ou en géomembrane.

I.3 Pentes des talus de digue

La pente des talus est déterminée par le calcul de stabilité. Elle dépend des caractéristiques des matériaux entrant dans la confection de la digue et de sa hauteur, telle que l'illustre le tableau I.1. [5].

Ces devront être vérifiées par calcul de stabilité.

Tableau I.1 Valeurs indicatives des pentes pour digue en terre (Belokonev,1981)

Hauteur de digue (m)	Type de digue en terre	Pentes des parements (hauteur/base)	
		Amont	Aval
H < 5	- homogène	1/2.5	1/2
	- zoné	1/2	1/2
5 ≤ H < 10	- homogène à granulométrie étendue	1/2	1/2
	- homogène à fort % d'argile	1/2.5	1/2
	- zoné	1/2	1/2.5
10 ≤ H < 20	- homogène à granulométrie étendue	1/2.5	1/2.5
	- homogène à fort % d'argile	1/3	1/2.5
	- zoné	1/2.5	1/2.5
H ≥ 20	- homogène à granulométrie étendue	1/3	1/2.5
	- zoné	1/3	1/3

I.4 Les principales causes de rupture des ouvrages en terre [6]

D'après différents précédents travaux d'analyse et de synthèse des cas de rupture connus, Singh (Singh, 1996) présente cinq mécanismes majeurs de destruction des barrages en terre :

- la surverse par débordement dû à des crues extrêmes
- la destruction par érosion interne (type renard)
- la destruction par rupture de contrainte (glissement)
- la destruction suite à des problèmes de fondation
- la destruction liée aux phénomènes sismiques

Les deux premières causes seraient responsables à elles seules de plus de 60% des cas de rupture connus.

I.5 Les mécanismes de rupture dans un ouvrage en terre

L'eau s'écoule à **travers** un ouvrage hydraulique en remblai (barrage ou digue), sa fondation et ses appuis. Elle peut même s'écouler exceptionnellement par surverse **au-dessus** de l'ouvrage, lors d'une crue par exemple. Les deux formes ultimes de rupture d'un ouvrage en remblai résultant de l'action de l'eau sont la brèche(ouverture) et le glissement.

Une rupture résulte souvent d'un enchaînement de situations et d'une combinaison de phénomènes qui vont en s'accéléralant. La figure I.5 montre quelques enchaînements possibles conduisant à la rupture. Elle situe également les trois types de modélisation existants. On constate que quelques phénomènes et enchaînements de phénomènes échappent à la modélisation [7].

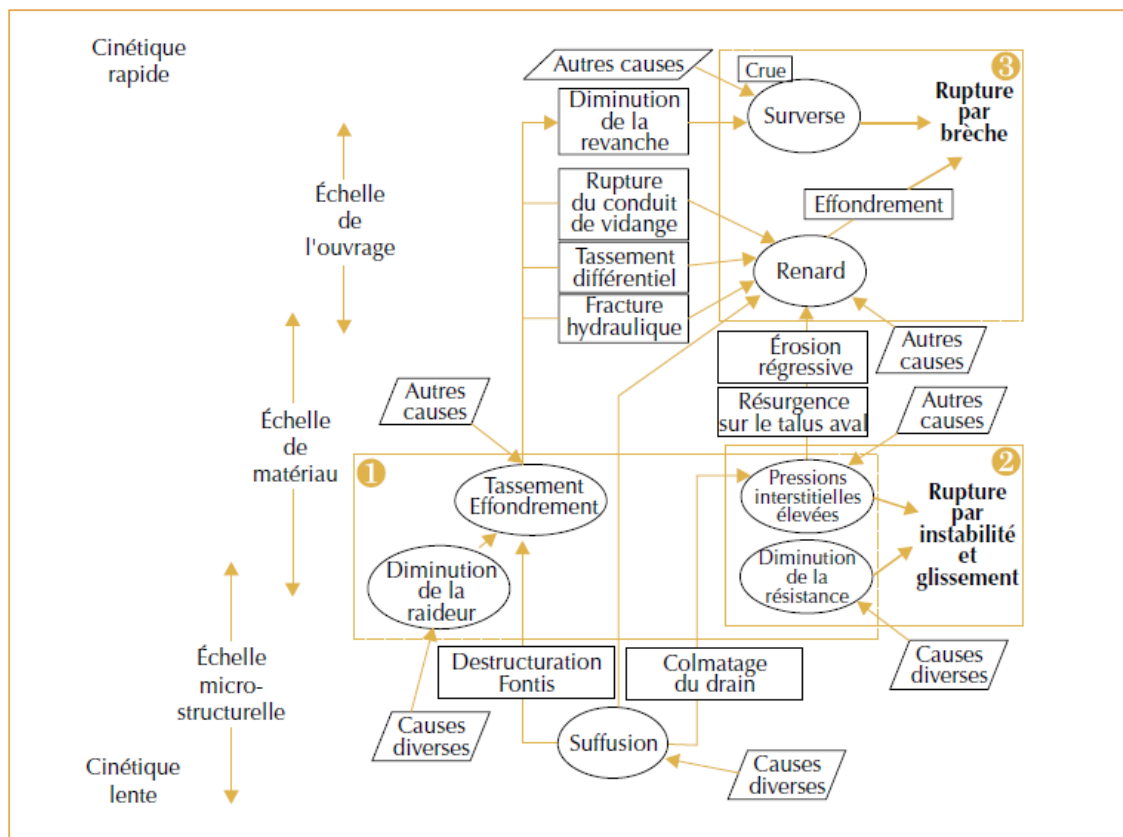


Fig. I.5 Quelques enchaînements de phénomènes produit par l'action de l'eau conduisant à la rupture

L'action de l'eau est multi-échelle dans le temps et dans l'espace. Le poids propre est une sollicitation omniprésente.

Les flèches ne sont pas des implications mais des conséquences possibles. Les encadrés en pointillés situent les modélisations actuelles : 1) modélisation du couplage hydromécanique par éléments-finis ; 2) calcul de stabilité par équilibre limite, analyse limite ou calcul à la rupture ; 3) modélisation de la rupture progressive par hydraulique et transport solide.

I.5.1 Le glissement par instabilité

Le glissement par instabilité désigne le détachement et le déplacement le long d'une pente d'un massif de sol ou de matériaux rocheux sous action des forces de gravité. La connaissance des glissements par instabilité doit beaucoup à l'étude des risques naturels.

L'eau est un facteur-clé du glissement du talus d'un barrage ou d'une digue. Ce phénomène peut survenir lorsque la résistance est médiocre (cohésion, angle de frottement interne), ou diminuée par la saturation du matériau initialement mal compacté ou compacté à une teneur en eau trop faible. Il peut également intervenir lorsque la pression interstitielle est trop élevée, à la suite d'une construction trop rapide, d'une vidange trop rapide, ou d'une déficience du drainage.

La stabilité des talus des barrages en remblai est en général vérifiée en fin de construction, à niveau normal du réservoir (figure 3a) et après une vidange rapide (figure 3b). Les glissements par instabilité n'intéressent pas que les talus des barrages, mais aussi les fondations, ainsi que les versants de la retenue.

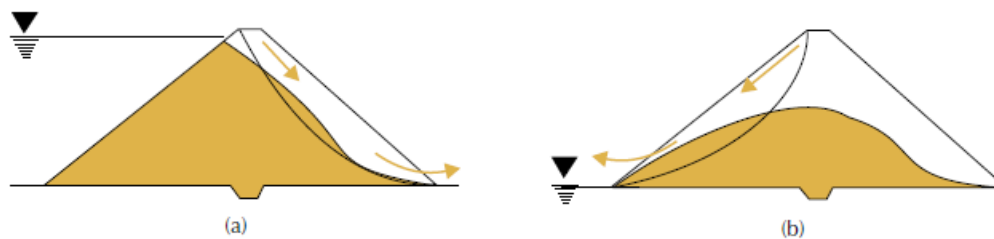


Fig. I.6 L'instabilité par glissement

(a) parement aval lorsque le réservoir est plein, (b) parement amont au moment d'une vidange rapide, lorsque les pressions dans le corps de l'ouvrage ne sont pas dissipées.

I.5.2 L'érosion hydraulique interne

L'érosion interne résulte du détachement et du transport de matière sous l'effet d'un écoulement d'eau, dans le corps d'un barrage ou dans la fondation. Lorsque le transport est un charriage concentré dans un conduit, c'est un renard.

Lorsque le transport est diffus à travers la matrice solide et ne concerne que les fines en suspension, c'est une suffusion.

I.5.2.1 La suffusion

La suffusion (ou suffosion, Pavlov, 1898) groupe tous les processus d'érosion souterraine qui se traduisent par un enlèvement de matière sans intervention de la dissolution. L'écoulement entraîne les particules les plus petites à travers la matrice solide formée par les particules les plus grosses. La teneur en fines évolue dans le temps.

Les zones qui ont perdu leurs fractions fines ont une perméabilité plus élevée, donc des vitesses d'écoulement plus élevées, ce qui peut initier un renard. Elles ont également une densité plus faible, ce qui peut provoquer un effondrement.

Les zones colmatées par l'arrivée de ces fines ont une perméabilité qui diminue, induisant des pressions interstitielles plus élevées, ce qui peut conduire à des glissements.

I.5.2.2 Le renard

Un renard peut survenir dans le corps du barrage ou dans sa fondation. Dans un sol sans cohésion, le filet d'eau entraîne par sa vitesse de fines particules en commençant par le débouché aval, puis l'érosion remonte ensuite vers l'amont en s'accroissant car l'eau a un chemin de plus en plus court à parcourir et sa vitesse augmente. Dans un sol cohésif dispersif, le renard est dû à un processus de défloculation dans lequel l'eau circule à travers un canal d'écoulement (tel qu'une fissure) et l'érosion de la paroi de ce canal se produit simultanément sur toute la longueur.

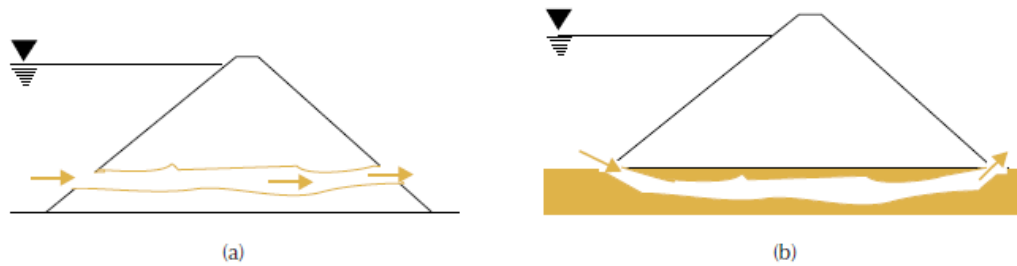


Fig. I.7 Renard dans le corps de l'ouvrage (a) ou dans la fondation (b)

Cette érosion crée une galerie qui traverse le barrage ou sa fondation (figure I.7). Le diamètre s'élargit. Si le phénomène continue, il peut se produire un effondrement qui conduit à une brèche (figure I.8).



Fig. I.8 Évolution type d'un renard dans le corps de l'ouvrage

La durée de formation de la brèche est de quelques minutes à quelques heures. Deux phénomènes en sont à l'origine :

- 1) le détachement et le transport solide par charriage sur le parement aval puis sur le fond et les côtés de la brèche ;
- 2) Le glissement par instabilité des parois latérales ainsi formées (figures I.9 et I.10).

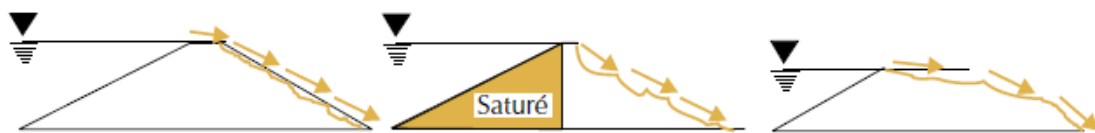


Fig. I.9 Évolution type d'une brèche par surverse

(la poussée hydrostatique provoque une rupture brutale de la partie haute de l'ouvrage)



Fig. I.10 Évolution type d'une brèche par surverse

(La brèche s'approfondit puis s'élargit par érosion latérale ou par glissement des talus)

I.5.3 Rupture par érosion externe et affouillement

Le parement amont des barrages peut subir les effets des courants qui en érodent progressivement le pied, raidissant ainsi la pente locale et diminuant les caractéristiques mécaniques de la digue (principalement du fait de la saturation en eau des matériaux).

Les glissements qui en résultent provoquent localement la formation de concavités, qui favorisent à leur tour les tourbillons et les érosions, accélérant ainsi la déstabilisation du barrage.

La figure I.11 schématise les étapes de la rupture par affouillement.

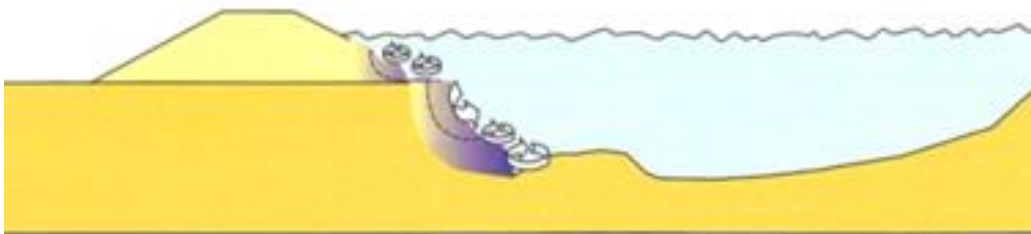


Fig. I.11 Rupture par affouillement [8]

I.5.4 Liquéfaction de la digue ou des terrains de fondation, sollicitation sismique

Les barrages contenant une portion importante de matériaux à faible granulométrie sont susceptibles de rupture par liquéfaction. Lors de ce phénomène, la conjonction de la saturation du sol en eau et d'une contrainte cisailant (par exemple lors d'un séisme) peut provoquer une perte de cohésion du sol, qui se comporte alors comme un liquide. La figure I.12 montre l'effondrement par liquéfaction du parement amont du barrage de San Fernando, Californie, USA, 1999



Fig. 1.12 Rupture par liquéfaction [9]

I.6 Analyse de la stabilité de la digue en terre

La stabilité des barrages en terre est approchée sous ses deux formes tout en précisant les méthodes de détermination du réseau d'écoulement :

- stabilité hydraulique : un barrage en terre ne doit pas subir une érosion interne sous l'effet des infiltrations de l'eau à travers son massif, pour cela il faut que le gradient hydraulique soit toujours admissible pour éviter le déclenchement du phénomène de renard.

- stabilité mécanique : il faut aussi s'assurer que les talus du barrage en terre ne soient l'objet de glissements et donc il est indispensable de vérifier la stabilité au non glissement par une méthode appropriée.

I.6.1 La stabilité hydraulique :

La stabilité hydraulique précède la stabilité mécanique et elle consiste à :

- La détermination de la ligne de saturation ;
- La construction du réseau d'écoulement ;
- L'évaluation du débit de percolation ;
- La vérification au renard.

I.6.1.1 Méthodes de détermination de la ligne de saturation :

La ligne de saturation peut être déterminée par les méthodes suivantes :

a- Le calcul numérique :

Le calcul numérique est réalisé sur l'ordinateur, il peut résoudre le problème des infiltrations par le biais des programmes mis au point, afin de déterminer la position de la ligne de saturation, le potentiel hydraulique et, le débit de fuite.

b- Le modèle graphique :

Il représente une méthode simplifiée, la plus souvent utilisée. Cette méthode donne des résultats approchés, mais en général suffisants.

L'écoulement des eaux d'infiltrations dans le barrage est régi par la loi de DARCY :

$$V = K * i$$

(K : coefficient de perméabilité et i : le gradient hydraulique).

I.6.1.2 Utilisation des réseaux d'écoulement

Dans la construction des barrages en terre, les réseaux d'écoulement nous permettent de résoudre deux problèmes essentiels :

- le calcul du débit d'infiltration.
- le calcul de la pression interstitielle.

Les lignes de courants et les lignes équipotentiels forment un réseau orthogonal où deux lignes de courants forment un tube de courant dans lequel le débit reste constant. Le calcul du débit est fait pour chaque tube de courant et la somme des débits donnent le débit total circulant à l'intérieur de ces limites géométriques.

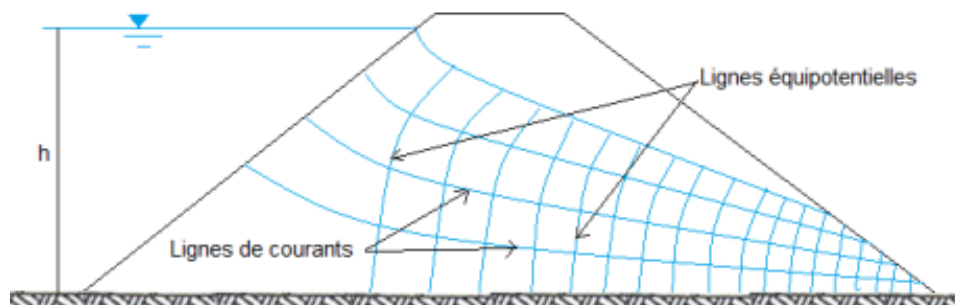


Figure I.13 Trace des lignes de courant et des lignes équipotentiels [10]

I.6.2 Etude de stabilité mécanique d'un barrage en terre

I.6.2.1 Approches de calculs

L'analyse est faite sous différents cas de chargement :

- **état normal en service**, retenue pleine : le poids du remblai et la poussée de la retenue sont considérés ; le champ de pression interstitielle est calculé par un réseau d'écoulement à travers le barrage (et sa fondation) en tenant compte des diverses perméabilités ; figure I.14.

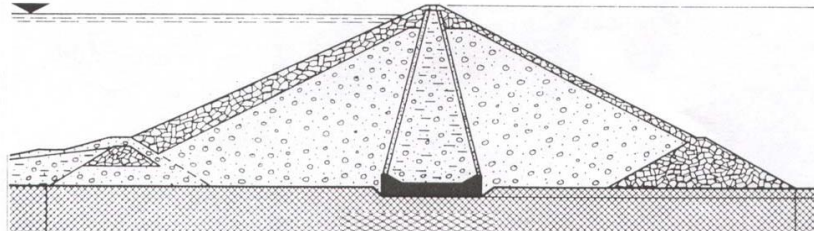


Figure I.14 Retenue pleine [11]

- fin de construction : pas encore d'action de la retenue, mais les pressions interstitielles sont élevées car les surpressions dues à la construction ne sont pas encore dissipées ; cas souvent dimensionnant pour le talus aval ;

- fin de vidange rapide : après une baisse brusque de la retenue, les pressions interstitielles induites par la retenue ne se sont pas encore dissipées et déstabilisent le remblai vers l'amont ; ce cas est souvent dimensionnant pour le talus amont ;

- état normal en service pendant un séisme : s'ajoutent aux effets précédents les forces d'inertie horizontales du remblai et la surpression dynamique de la retenue, pour une accélération égale à 50 % de l'accélération prévue au niveau du rocher.

I.6.2.2 Facteur de sécurité

Le calcul de la stabilité mécanique des talus consiste à déterminer un facteur de sécurité FS. Plusieurs approches de calcul du FS ; chacune présente des avantages et des inconvénients. Nous indiquons ci-dessous un certain nombre :

a- Calcul à la rupture :

Classiquement, l'analyse de stabilité d'un barrage se fait par des "calculs à la rupture", dans un espace 2D. Le talus est supposé infiniment long et la surface de rupture potentielle(S) est cylindrique. L'étude se fait pour une tranche de talus d'épaisseur une unité.

Le calcul consiste à comparer les contraintes de cisaillement τ s'exerçant le long de S, à la résistance au cisaillement τ_{max} du sol dont on admet un comportement rigide-plastique. On admet également que la rupture se produit simultanément en tout point. Le facteur de sécurité FS est donné par la relation :

$$FS = \frac{\tau_{max}}{\tau}$$

$FS < 1$ = Le talus est instable le long de S

$FS = 1$ = Il y a possibilité de rupture le long de S

On cherche la surface (S) qui correspondant à la valeur minimale du facteur de sécurité, appelé coefficient de sécurité du barrage.

b- Méthode de l'équilibre limite :

La méthode de l'équilibre limite consiste à étudier l'équilibre d'un corps rigide, constitué par le talus et une surface de glissement de n'importe quelle forme (ligne droite, arc de cercle, spirale logarithmique) ; à partir de cet équilibre on calcule les contraintes de cisaillement τ et on les compare à la résistance disponible τ_f , estimée grâce au critère de rupture de Coulomb. Cette comparaison nous donne la première indication sur la stabilité par le biais du facteur de sécurité

$$FS = \frac{\tau_f}{\tau}$$

Parmi les méthodes d'équilibre limite, certaines prennent en considération l'équilibre global du corps rigide (Culman), d'autres, de par la non-homogénéité, divisent le corps en tranches et déterminent l'équilibre de chacune d'elles.

Méthode des tranches :

Basée sur la division de la masse délimitée par la géométrie et la ligne de glissement probable en tranches verticales pour lesquelles on écrit l'équation d'équilibre séparément et aboutir à la fin aux équations de la masse en totalité.

Dans la pratique des études de constructions de barrage en terre il est d'usage d'utiliser la méthode de Fellenius car elle donne une précision suffisante et acceptable et elle est facile à utiliser surtout. Avec le développement de l'outil informatique on a tendance à préférer la méthode de Bishop [12].

- Méthode de Fellenius :

On étudie la stabilité d'une portion de massif d'épaisseur unitaire de rive à rive et limitée par un cercle dont on fixe, a priori, le centre et le rayon. En réalité, on effectue le calcul pour plusieurs cercles de rupture potentielle de façon à déterminer le cercle de moindre résistance. Au début de la rupture, le mouvement peut être assimilé à une rotation autour du centre du cercle de glissement. Le volume en mouvement est découpé en tranches verticales. Dans la méthode de Fellenius, on suppose que les forces d'inter-tranches ont une résultante nulle pour chacune des tranches [13]. Finalement, le facteur de sécurité pour un cercle de glissement donné vaut :

$$FS = \frac{\sum \frac{c_i \cdot b_i}{\cos \alpha_i} + (N_i - P_i) \tan \varphi}{\sum W_i \cdot \sin \alpha_i}$$

- La méthode de Bishop simplifiée :

Dans la méthode simplifiée de Bishop, les forces sur les côtés de la tranche sont supposés être horizontale (c'est-à-dire, il n'y a pas de cisaillement entre les tranches). Les forces sont résumées dans le sens vertical pour satisfaire l'équilibre dans cette direction et d'obtenir une expression de la contrainte normale sur la base de chaque tranche. Dans ce cas tous les termes sont connus et F est calculé par itérations successives. On prend pour première valeur F0, le coefficient de sécurité obtenu par la méthode de Fellenius [14].

c- La méthode des éléments finis :

Conditionnée par les progrès effectués dans le domaine informatique et les acquis des mathématiques, la méthode des éléments finis (MEF) est devenue éventuellement la plus performante des méthodes numériques vu son grand champ d'application où elle est utilisée dans de nombreux secteurs de l'industrie tel que l'aérospatiale, génie civil, mécanique, etc.

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre finis d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés noeuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements réels de la structure en tant qu'objet continu.

d- Méthodes de calcul de stabilité sous séisme :

Le principe de l'approche pseudo-statique consiste à modéliser la sollicitation sismique par une accélération équivalente qui tient compte de la réaction probable du massif en pente. Les efforts pseudo-statiques sont représentés par deux coefficients k_H et k_V destinés à caractériser respectivement les composantes horizontales dirigées vers l'aval et verticales descendantes ou ascendantes des forces apportées au massif en pente (Figure I.15).

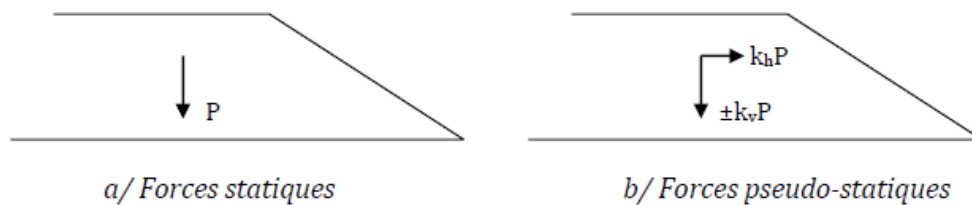


Figure I.15 Forces pseudo-statiques apportées à un talus (SEDDIKI, 2020)

Les deux coefficients k_H et k_V dépendent des formations géologiques du site.

CHAPITRE DEUXIEME

Rôles des Drains et Filtres dans la stabilité des digues en terre

Rôles des Drains et Filtres dans la stabilité des digues en terre

II.1 Rôle des Drains

L'augmentation de la stabilité de l'ouvrage nécessite le contrôle de l'évacuation du flux de filtration et la réduction du volume des matériaux saturés du barrage. Ce qui nécessite de placer à l'intérieur du remblai, des zones de forte perméabilité, appelées drains réalisés en matériaux pulvérulents et drainants. Ils peuvent être horizontaux, verticaux ou de pied [1].

II.2 Tapis de drainage

C'est le type de drainage le plus efficace pour la digue, car d'une part, on utilise moins de matériaux saturés, et d'autre part, il contrôle les filtrations de la retenue. Son inconvénient c'est qu'il existe une possibilité d'obstruction qui peut s'avérer très dangereuse.

La sécurité et le contrôle dans sa construction reste de rigueur. Pour son dimensionnement on recommande d'utiliser des épaisseurs minimales de $e = 0.80$ m ; par rapport aux matériaux à employer et du remblai on peut le construire avec une ou plusieurs couches de filtre.

La longueur est déterminée par la formule

$$L_d = 0,20 L_b$$

Où :

L_b = Longueur de la base du barrage (ANBT).

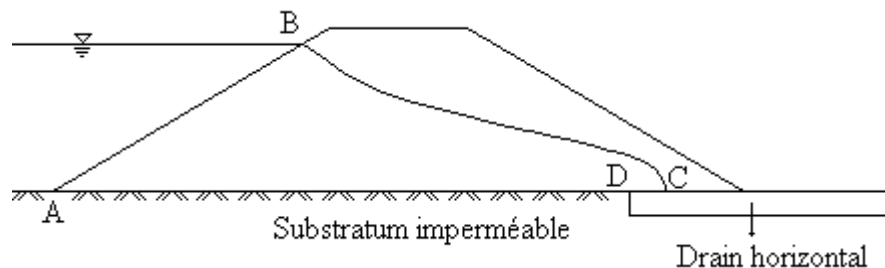


Fig. II.1 Drain horizontal (tapis) sur massif imperméable

Dimensionnement du tapis drainant

La longueur de ce tapis drainant sera égale à :

$$L_d = \left(\frac{1}{3} : \frac{1}{4}\right) L_b$$

Avec :

L_d : longueur du tapis de drainage.

L_b : largeur en base du barrage.

II.3 Le drain cheminé

Il est disposé quasi verticalement à l'aval du noyau (ou bien vers le centre d'un remblai homogène) ; son épaisseur est souvent de l'ordre de 3 m pour des raisons constructives. Il est mis en œuvre par déversement du matériau dans une tranchée de 1.5 à 2 m de profondeur recrusé dans le massif compacté au fur et à mesure de l'avancement des travaux de réalisation.

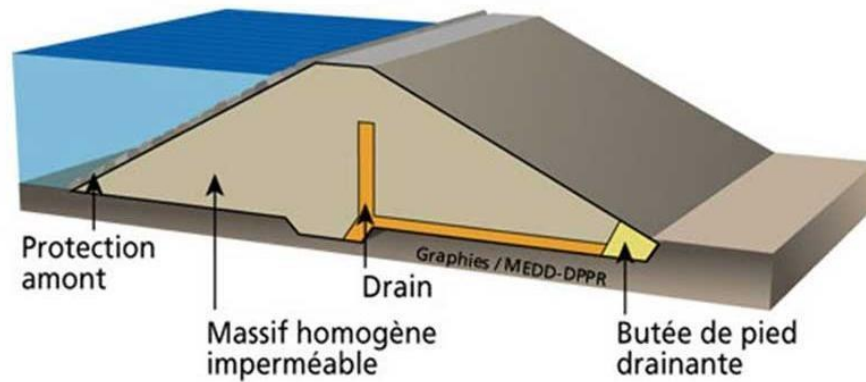


Fig. II.2 Drain vertical (cheminé) lié à un drain horizontal et une butée de pied

II.4 Prisme de drainage

Les prismes sont les éléments les plus utilisés pour le drainage. Dans sa partie centrale, ils sont construits en pierres et on place un filtre à l'envers au niveau de la zone de contact du remblai et sa fondation. Sa situation est particulière dans la partie du remblai qui passe par la voie de l'oued. On peut calculer sa hauteur selon $0.2 H$ où H est la hauteur du barrage. La largeur du prisme dans sa partie supérieure (berme) doit être de 3 m pour qu'il puisse être placé et compacté avec les engins de compactage.

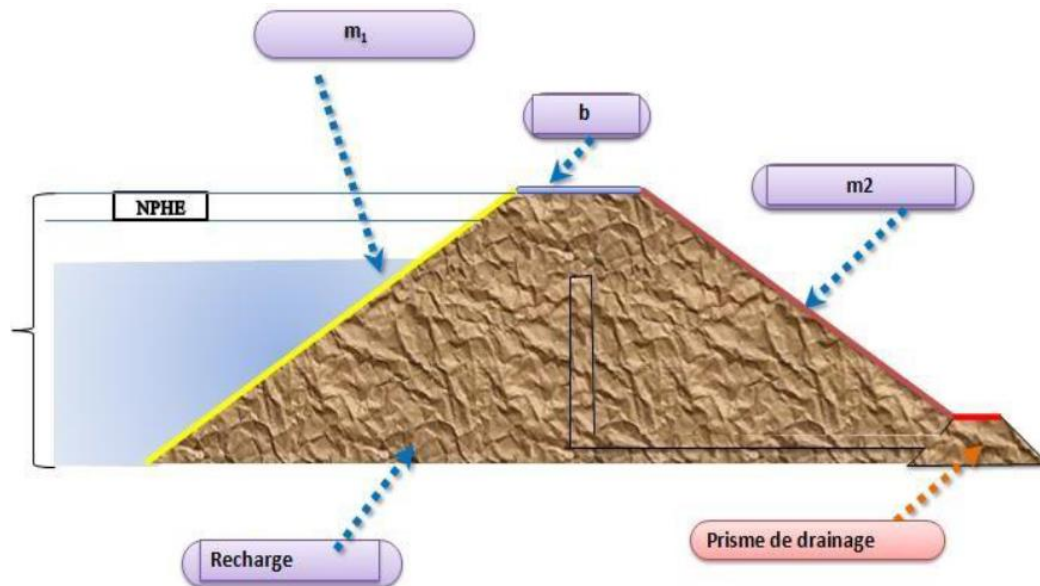


Fig. II.3 Digue homogène avec prisme de drainage

Remarques :

Le drainage est utilisé pour :

- Rabaisser la courbe phréatique et aussi garantir la stabilité au talus aval du barrage ;
- Protéger le talus aval contre le phénomène de renard.

La perméabilité et les dimensions des drains doivent être suffisantes pour que la surface libre reste dans le drain.

II.5 Filtres

Ce sont des dispositifs incorporés avec les drains. La nécessité de placer des filtres entre des sols de granulométrie très différente est une pratique normale dans l'ingénierie. Les particules plus fines que le sol peut être entraînées par les forces de filtration et produire le phénomène de renard. Pour éviter ce phénomène, on protège le sol soumis au flux, dans ce cas, c'est la digue, avec des sols qui possèdent une granulométrie plus grossière pour éviter l'entraînement par les forces de filtration.

II.6 Disposition des drains et des filtres

En pratique, on place toujours un filtre entre le noyau et le drain aval, et parfois aussi entre les drains et les recharges adjacentes. Des filtres sont également à prévoir au contact entre le remblai et la fondation, lorsque la granulométrie de celle-ci apparaît critique vis-à-vis des règles du filtre. On peut enfin en placer le long de la face amont du noyau, pour éviter la migration de fines vers l'amont à l'occasion des baisses du plan d'eau.

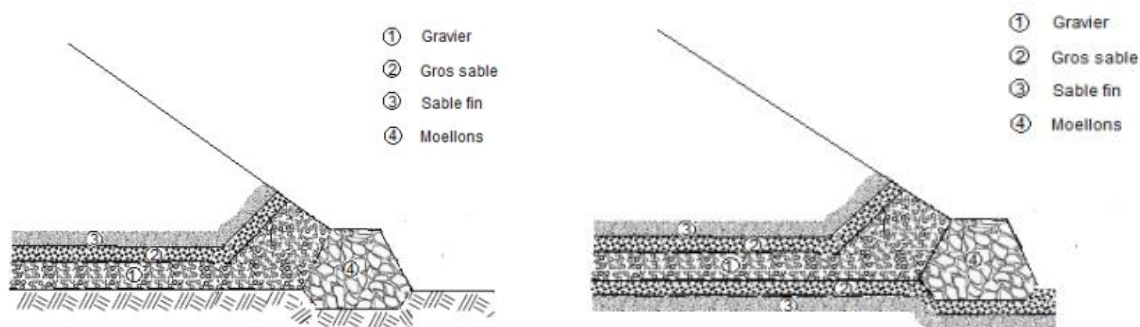


Fig. II.4 Disposition du drain et du filtre fondation à gauche imperméable, à droite perméable [1]

La conception des filtres, doit obéir aux conditions suivantes :

1. Ils doivent posséder une perméabilité plus élevée que le matériau à protéger, afin de servir de drain. Il est accepté dans la pratique que le matériau du filtre ait une perméabilité 100 fois plus élevée que celle du matériau à protéger.
2. Ils doivent être suffisamment fins pour éviter le phénomène de renard.
3. Le filtre ne doit pas être ni colmaté ni dégradé par entraînement de ses éléments.
4. Le matériau ne doit pas subir de modifications ou de dégradation dans le temps.
5. Ils ne doivent pas posséder plus de 5% de particules plus petites que le tamis 200 (0.074 mm) et ces dernières ne doivent pas être en plastique.
6. Pour éviter la dégradation du filtre, on accepte les particules de 5 cm (2 pouces) comme taille maximale.

Les critères de conception des filtres les plus communément utilisés sont ceux qui sont établis par Bertram (Université de Harvard), basés sur les conditions de Terzaghi, perfectionnés en suite par les travaux du Corps d'Ingénieurs de l'Armée et le Bureau de Réclamations des Etats-Unis et enfin enrichis par les travaux de Sherard (1984) [3].

Les matériaux alluviaux (Tout Venant) peuvent être utilisés comme matériau pour le filtre dans les retenues collinaires et petit barrage avec la condition qu'ils remplissent la granulométrie du filtre proposé préalablement vérifié au moyen des calculs correspondants.

A partir des caractéristiques du Tout Venant avec des granulométries très variables et la granulométrie des filtres calculés, il est normal et nécessaire d'effectuer un processus de classification de ces matériaux avant de les utiliser comme filtres pour le barrage.

Quelques types de matériaux utilisés comme filtre :

- Limons sablonneux et argiles ;
- Argiles fines ;
- Limons aux grains fins à faible cohésion ;
- Sable grossier.

Les épaisseurs minimales recommandées pour les filtres sont :

- Couches horizontales de sables ----- 0,15 m
- Couches horizontales de graviers ----- 0,30 m
- Couches verticales ou inclinées ----- 1,00 m

II.7 Conclusion

En conclusion, les drains et les filtres sont essentiels pour la stabilité et la durabilité des digues en terre. Les drains évacuent l'eau de la digue pour éviter l'affaissement et la rupture de la digue, tandis que les filtres empêchent la migration des particules fines à travers la digue.

Le choix du type de drain et le dimensionnement doivent être effectués par un ingénieur qualifié pour s'assurer de la sécurité de la digue.

TROISIEME CHAPITRE

Outils numériques de calculs

Outils numérique de calculs

III.1. Le logiciel Geostudio

Geostudio est un outil de calcul numérique **qui peut être utilisé pour résoudre divers** problèmes de **sol tels** que les glissements **de terrain**, les tassements, les infiltrations dans les digues et d'autres problèmes **géotechniques**. C'est un pack de plusieurs modules :

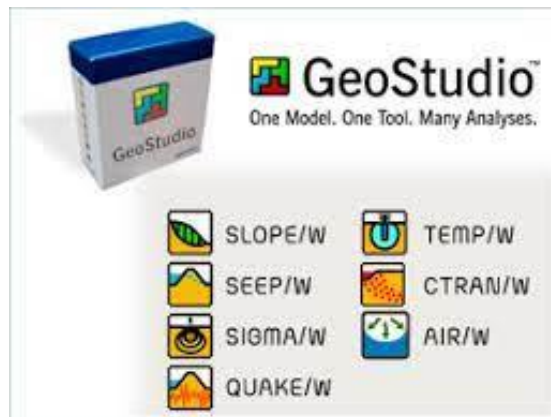


Figure III.1 Les modules du logiciel Geostudio

Seep/w : modélisation des infiltrations (la stabilité hydraulique).

Slope/w : calcul de la stabilité mécanique des talus.

Sigma/w : analyse la relation contraintes -déformations.

Quake/w : comportement d'un terrain sous l'effet d'un séisme.

Temp/w : analyse des problèmes géotechniques du sol.

L'interface utilisateur est disponible en plusieurs langues, nous citons l'anglais et le français.

Le logo de la version actuelle est schématisé sur la figure III.2.



Figure III.2 logo du logiciel Geostudio version actuelle

III.2. Paramètres d'analyse

La première étape, avant de définir des matériaux ou de décrire la géométrie, consiste à identifier le type d'analyse qu'on va effectuer (par exemple, en régime permanent ou transitoire, déformation in situ ou sous charge, dynamique ou statique initiale, etc.).

III.2.1 Propriétés des matériaux

Il est souvent nécessaire de décrire des paramètres de sol à valeur unique (cohésion, angle de frottement, etc.) ainsi que des fonctions (contrainte, conductivité, teneur en eau, etc.).

Par conséquent, une fois que tous les matériaux ont été entièrement définis, on peut développer la géométrie du problème, y compris le maillage des éléments finis.

III.2.2 Géométrie, Esquisse du problème et Maillage

Il existe deux étapes principales pour définir la géométrie : esquisser le problème, puis développer le maillage des éléments finis.

On définit la page, les unités et l'échelle pour qu'on assure que la zone de travail est correctement dimensionnée et mise à l'échelle et qu'on a sélectionné les unités appropriées pour notre problème.

Une fois la géométrie de base développée, on utilise les propriétés du maillage pour examiner et affiner le maillage. Sur la figure est représenté un maillage de type triangulaire.

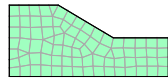


Figure III.2 Maillage quadrilatère et triangule

III.2.3 Conditions aux limites

Sans conditions aux limites, il n'est pas possible d'obtenir une solution par éléments finis. Les conditions aux limites peuvent être considérées comme les forces motrices ou résistantes qui existent autour du périmètre ou de la « frontière » du problème. Une solution sera déterminée dans le maillage d'éléments finis à la suite de ces conditions imposées (charge, flux, force, déplacement, etc.).

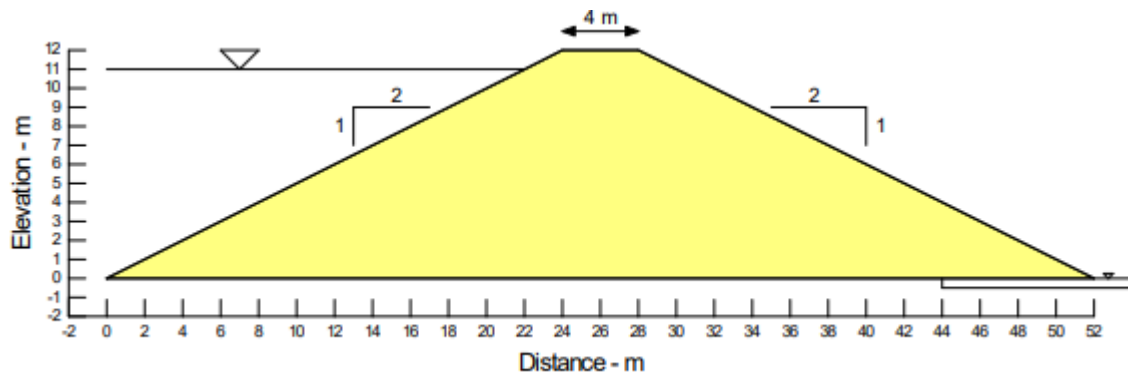


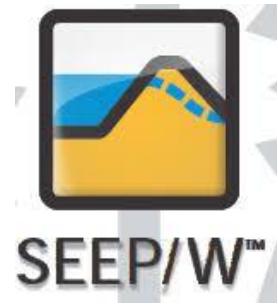
Figure III.3 Configuration du problème

III.3 Le module SEEP/W

Le module de calcul **SEEP** est un programme de la stabilité hydraulique (analyse des infiltrations d'eau).

III.3.1 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.3.2 Estimation des fonctions de conductivité

Une fonction de conductivité hydraulique définit la relation entre la pression interstitielle et la conductivité hydraulique, selon une des méthodes implémentées dans le logiciel, la valeur de la conductivité à saturation k -saturation et la teneur en eau résiduelle.

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 la teneur en eau diminue. La conductivité hydraulique du sol diminue par conséquent à mesure que la pression interstitielle devient de plus en plus négative. Les fonctions de conductivité hydraulique pour les sols typiques sont disponibles dans la base de données des fonctions GeoStudio.

Diverses méthodes sont disponibles pour estimer la conductivité hydraulique sur la base de fonctions de teneur en eau préalablement définies et de la connaissance de la valeur de conductivité saturée.

La teneur en eau volumétrique sous forme d'une fonction schématisée en introduisant la valeur de la teneur en eau à saturation pour un échantillon de matériau bien précis et la valeur de la compressibilité par défaut est ($M_v=0.00001/\text{kPa}$). Un exemple de fonction de teneur en eau volumétrique pour le silt est représenté sur la figure III.4.

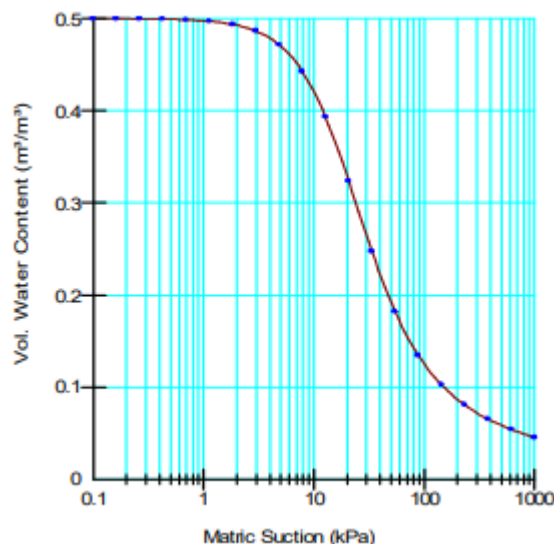


Figure III.4 Exemple de fonction de teneur en eau volumétrique pour le silt

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 $(0.04 \text{ m}^3/\text{m}^3)$. Un exemple de de fonction de conductivité hydraulique pour le silt est représenté sur la figure III.5.

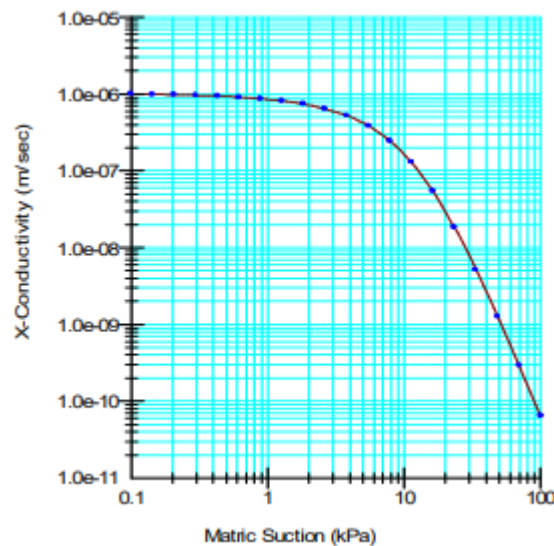


Figure III.5 Exemple de Fonction de conductivité hydraulique pour le silt

III.3.2 Modélisation du drain horizontal

Le module seep/w permet de modéliser le drain horizontal par deux procédés [1] :

- Comme couche de sol avec une forte perméabilité ;
- Une ligne à pression nulle (figure III.6).

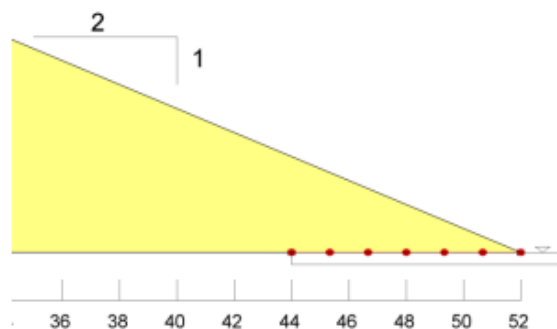
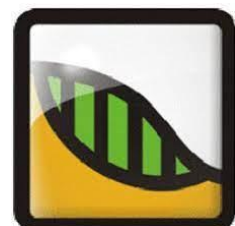


Figure III.6 Modélisation du drain horizontal au pied du talus aval par une ligne à pression nulle

III.4. Le module SLOPE/W

Le module de calcul **SLOPE** est un programme d'analyse de la stabilité des pentes, basée sur de nombreuses méthodes d'analyse différentes :

- Equilibre limite ;
- Contrainte ;
- Contrainte ;
- Déformation de Newmark



III.3.1. Méthodes d'analyse en Equilibre limite

Lors du développement d'une analyse d'équilibre limite, on doit penser en termes de quatre composants principaux :

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

En outre, le problème peut également inclure des composants secondaires tels que : les pressions interstitielles ; fissures de tension ; Renforcement et autre chargement externe.

A. Pressions interstitielles

Plusieurs options de pression interstitielle peuvent être utilisées dans SLOPE/W (par exemple, ligne piézométrique, têtes d'éléments finis, etc.). Si on prévoit d'inclure les pressions interstitielles dans notre analyse, on doit identifier l'option qui sera utilisée dans l'onglet PWP des analyses.

B. Définition de la surface de glissement

Plusieurs options sont disponibles nous aider à définir la forme et la position des surfaces de glissement de piste. On doit définir l'approche qu'on va utiliser dans l'onglet surface de glissement des analyses avant de pouvoir l'utiliser dans le modèle.

C. Répartition du facteur de sécurité (FOS)

On peut effectuer une analyse de sensibilité ou exécuter une analyse probabiliste de Monte Carlo dans l'onglet FOS Distribution des analyses.

Le tableau III.1 répertorie les méthodes disponibles dans SLOPE/W et indique quelles équations de statique sont satisfaites pour chacune des méthodes.

Tableau III.1 Équations de statique satisfaites

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 2-2 donne un résumé des forces entre les tranches incluses et les hypothèses relations entre le cisaillement inter-tranche et les forces normales.

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

Méthode	Équilibre des moments	Équilibre des forces	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
Janbu généralisée	Oui	Oui	Ligne de poussée appliquée et équilibre des moment de la tranche
Sarma tranches verticales	Oui	Oui	$X=C+E \cdot \tan \phi$

III.3.2. Méthode ordinaire ou Fellenius

Cette méthode est aussi parfois appelée la méthode suédoise des tranches.

Il s'agit de la première 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 méthode, toutes les forces inter-tranches sont ignorées. Le poids de la tranche est résolu en forces parallèles et perpendiculaire à la base de la tranche. La force perpendiculaire à la base de la tranche est la force normale de base, qui est utilisé pour calculer la résistance au cisaillement disponible. La composante de poids parallèle à la base de la tranche est la force motrice gravitationnelle. La sommation des moments autour d'un point utilisé pour décrire la surface de glissement d'essai est également utilisé pour calculer le facteur de sécurité.

Le facteur de sécurité est la résistance totale au cisaillement disponible le long la surface de glissement divisée par la somme des forces motrices gravitationnelles (cisaillement mobilisé).

La forme la plus simple de l'équation du facteur de sécurité ordinaire en l'absence de toute pression interstitielle pour une surface de glissement circulaire est :

$$FS = \sum \left[\frac{c\beta + N \cdot \tan\phi}{W \cdot \sin\alpha} \right] = \frac{\sum S_{résistance}}{\sum S_{mobilisée}}$$

Où :

- 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.

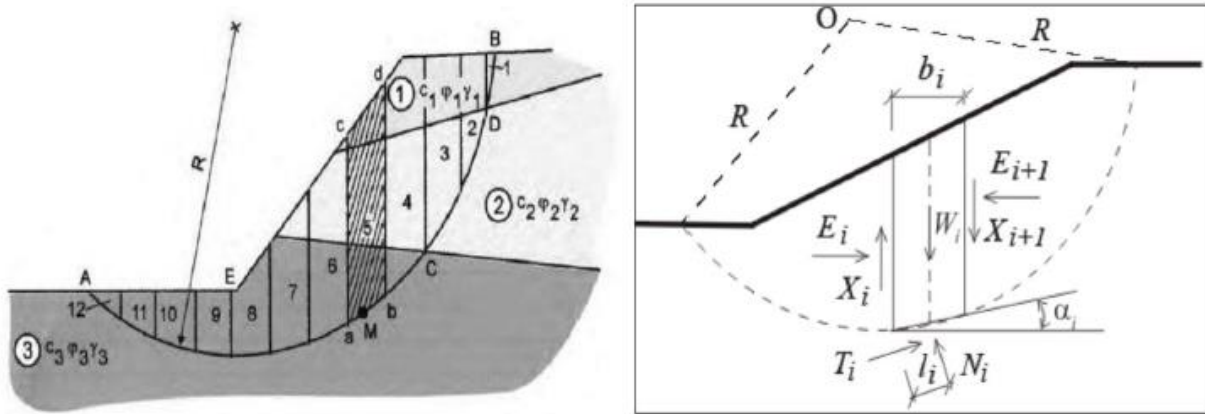


Figure III.7 Schéma statique d'une tranche

III.3.3. Méthode simplifiée de Bishop

Dans les années 1950, le professeur Bishop a mis au point une méthode qui comprenait les forces normales, mais a ignoré les forces de cisaillement inter-tranches. Bishop a développé une équation pour la normale à la base de tranche en additionnant les forces de tranche dans la direction verticale. La conséquence de ceci est que la normale de base devient une fonction du facteur de sécurité. Cela rend à son tour l'équation du facteur de sécurité non linéaire (c'est-à-dire que FS apparaît des deux côtés de l'équation) et une procédure itérative est par conséquent nécessaire pour calculer le facteur de sécurité.

Une forme simple de l'équation simplifiée du facteur de sécurité de Bishop en l'absence de pression interstitielle la pression est :

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

FS est des deux côtés de l'équation comme indiqué ci-dessus. L'équation n'est pas différente de l'équation du facteur de sécurité ordinaire, à l'exception du terme m_α , qui est défini comme :

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

III.3.4. Formes de surface de glissement :

La détermination de la position de la surface de glissement critique avec le facteur de sécurité le plus faible reste l'un des problèmes clés dans une analyse de stabilité. Comme cela est bien connu, trouver la surface de glissement critique implique une procédure d'essai.

Une surface de glissement possible est créée et le facteur de sécurité associé est calculé. Ceci est répété pour de nombreuses surfaces de glissement possibles et, à la fin, la surface de glissement d'essai avec le facteur de sécurité le plus faible est considérée la surface de glissement déterminante ou critique. Il existe de nombreuses façons de définir la forme et les positions des surfaces de glissement d'essai. Ce chapitre explique trois procédures disponibles dans SLOPE/W.

A. Point à rayon unique

La zone de ligne de rayon peut être réduite à un point. Les quatre coins peuvent avoir les mêmes coordonnées x-y. Si tel est le cas, toutes les surfaces de glissement d'essai passeront par un seul point

(Figure III.8). Cette technique est utile lorsque on souhaite étudier un mode de rupture particulier, tel que la rupture potentielle par le pied d'un mur.

La grille des centres peut également être réduite à un seul point. Cela permet d'analyser un seul feuillet surface, ce qui peut être très utile pour faire des comparaisons de diverses fonctionnalités ou options.

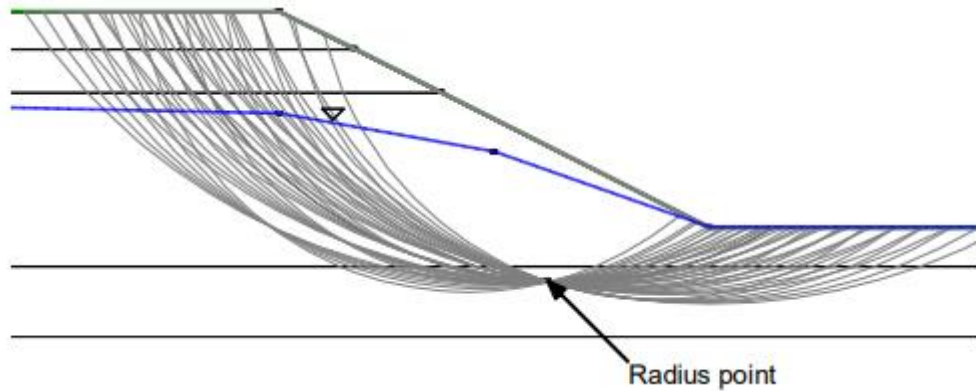


Figure III.8 Toutes les surfaces de glissement passant par un point

B. Grille et rayon pour les glissements circulaires

Les surfaces de glissement d'essai circulaires étaient inhérentes aux premières formulations d'équilibre limite et aux techniques de spécifier des surfaces de glissement circulaires est devenue ancrée dans ces types d'analyses. La surface de glissement d'essai est un arc de cercle. L'arc est la partie d'un cercle qui coupe la pente. Un cercle peut être défini par en spécifiant la coordonnée x-y du centre et du rayon. Une grande variété de surfaces de glissement d'essai peut être spécifié avec une grille définie de centres de cercle et une plage de rayons définis. En SLOPE/W, cette procédure est appelée la méthode Grid and Radius. La figure III.9 montre un exemple typique.

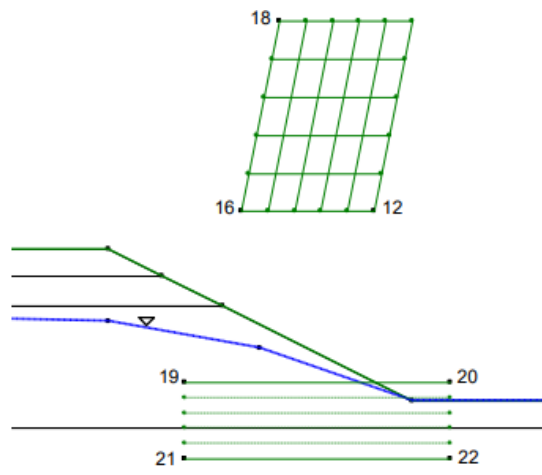


Figure III.9 Définition de la surface de glissement par la méthode de la grille et du rayon

C. Spécification d'entrée et de sortie « Entry Exit »

L'une des difficultés de la méthode historique Grid and Radius est qu'il est difficile de visualiser l'étendue et/ou la gamme des surfaces de glissement d'essai. Cette limitation peut être surmontée en spécifiant l'emplacement où les surfaces de glissement d'essai entreraient probablement dans la surface du sol et où elles sortiraient. Cette technique est appelée méthode d'entrée et de sortie dans SLOPE/W.

Dans la Figure III.10, il y a deux lignes épaisses (rouges) le long de la surface du sol. Ce sont les domaines où les surfaces de glissement entreraient et sortiraient. Le nombre d'entrées et de sorties peut être spécifié comme le nombre d'incrément le long de ces deux lignes.

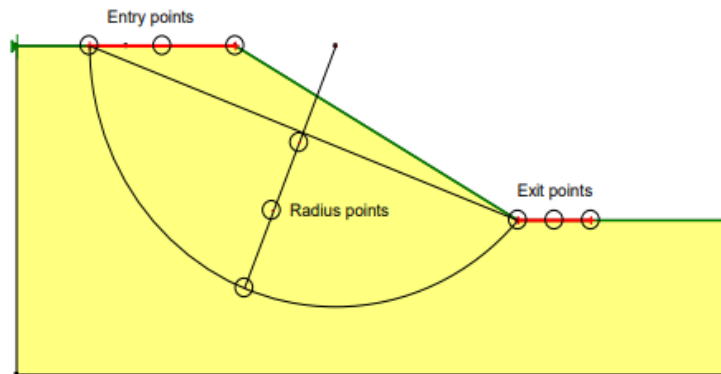


Figure III.10 Schéma de la surface de glissement d'entrée et de sortie

III.4. L'action sismique

On définit des coefficients horizontaux et verticaux représentant une force créée par des accélérations sismiques ou sismiques. SLOPE/W applique les forces sismiques au centre de gravité de chaque tranche égales au poids de la tranche multipliée par les coefficients sismiques.

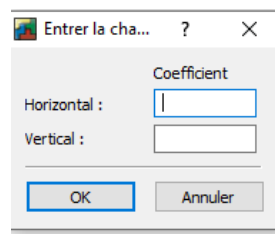


Figure III.11 Boîte d'introduction des coefficients d'accélération sismique

III.5. Affichage des résultats des analyses

III.5.1 Seep/w

On peut visualiser graphiquement les résultats du problème en affichant entre autres les Isolignes, les Vecteurs et chemins d'écoulement, les Sections de flux. Comme exemple les lignes équipotentielles produites par l'analyse d'infiltrations en régime permanent **sans drains** sont affichées sur la figure III.12.

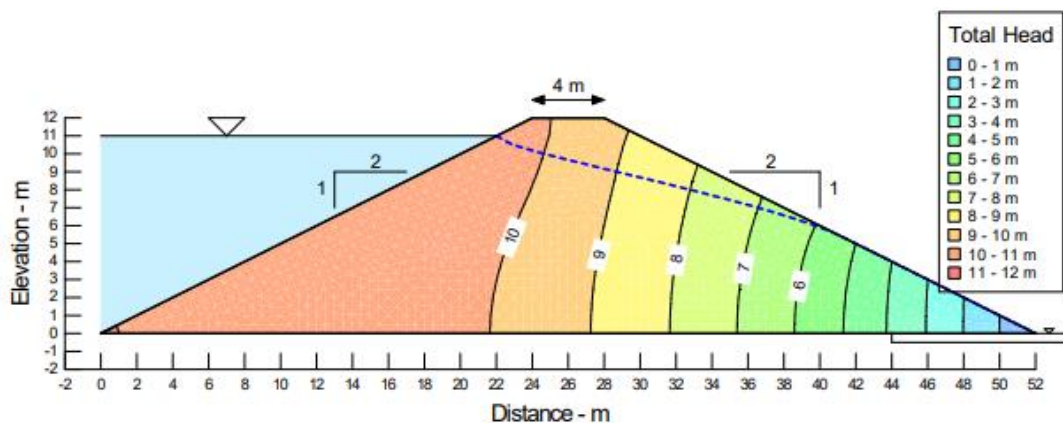


Figure III.12 Lignes équipotentielles produites par l'analyse d'infiltrations en régime permanent

III.5.2 Slope/w

On peut visualiser graphiquement les résultats du problème en affichant n'importe laquelle des surfaces de glissement analysées, ainsi que les facteurs de sécurité associés. Par exemple la surface de glissement critique et facteur de sécurité correspondant sont affichés sur la figure III.13.

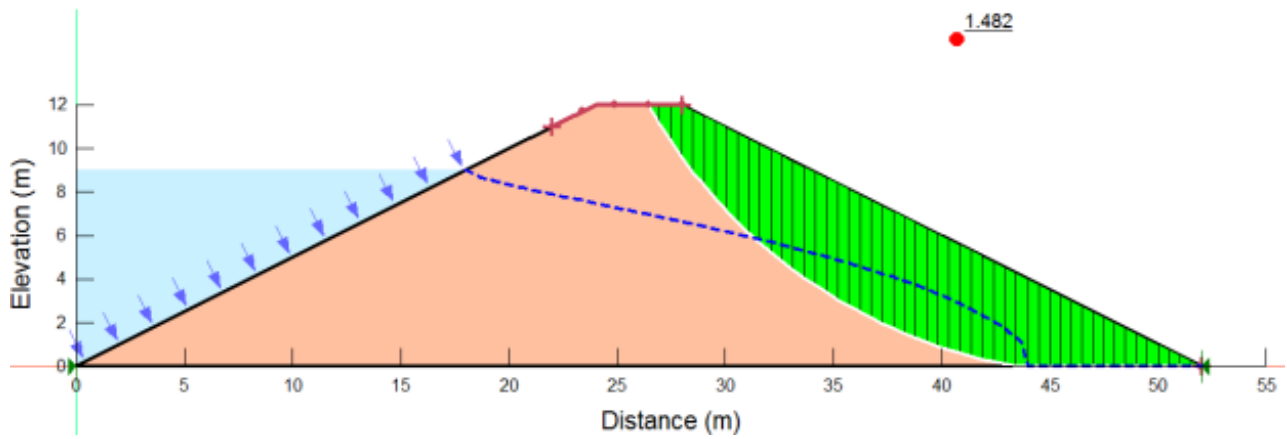


Figure III.13 Surface de glissement critique et facteur de sécurité minimum

SIMULATION NUMERIQUE

QUATRIEME CHAPITRE

Simulation de l'effet des infiltrations à travers une digue homogène avec ou sans drain au pied aval

Simulation de l'effet des infiltrations à travers une digue avec ou sans drain au pied aval

IV.1 Localisation de la digue Soubella

Le barrage de Soubella est situé sur l'oued du même nom dans la commune de Magra (Wilaya de M'Sila), à environ 60 km à l'est de la ville de M'Sila et à 4 km au nord de la ville de Magra. A peu près à la même distance au sud de la ville de Sétif.

L'importance du barrage de Soubella représentée par l'irrigation et l'alimentation des communes proches par l'eau potables : Ain El-Khedra, Belaïba, Berhoum, Dehahna, Ouled Addi Guebala et Ouled Derradj. Le site du barrage de Soubella a pour coordonnées UTM : $X = 694\,499\text{ m}$; $Y = 3\,952\,558\text{ m}$ et $Z = 725\text{ m}$ (fond de vallée)

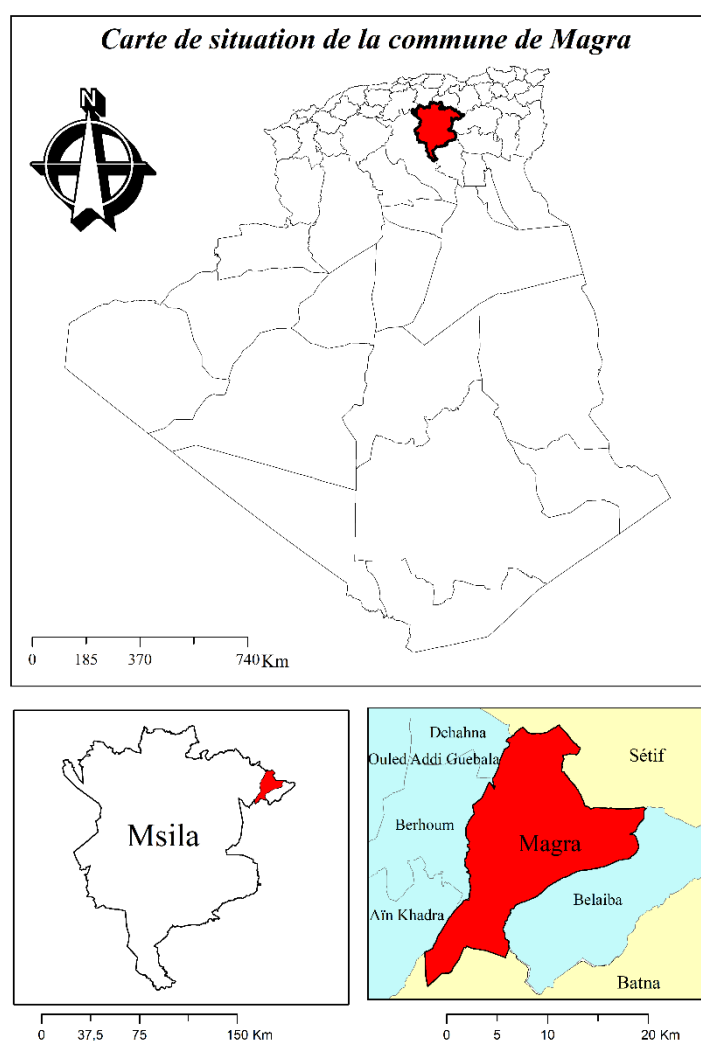


Figure IV.1 Localisation de la commune de Magra dans la wilaya de Msila en Algérie



Figure IV.2 Situation géographique du barrage de SOUBELLA

IV.2 Géologie

IV.2.1 Renseignements sur la connaissance géologique de la région

La description stratigraphique et tectonique de la zone du projet est basée sur la carte géologique régionale du barrage établi par la Direction des Mines.

L'étude de la formation des roches (lithologie) et celle de la structure et des soulèvements de l'écorce terrestre (tectonique) influent sur les fondations des ouvrages en projet et un large développement des processus exogènes ont défini la nature des prospections et leurs volumes

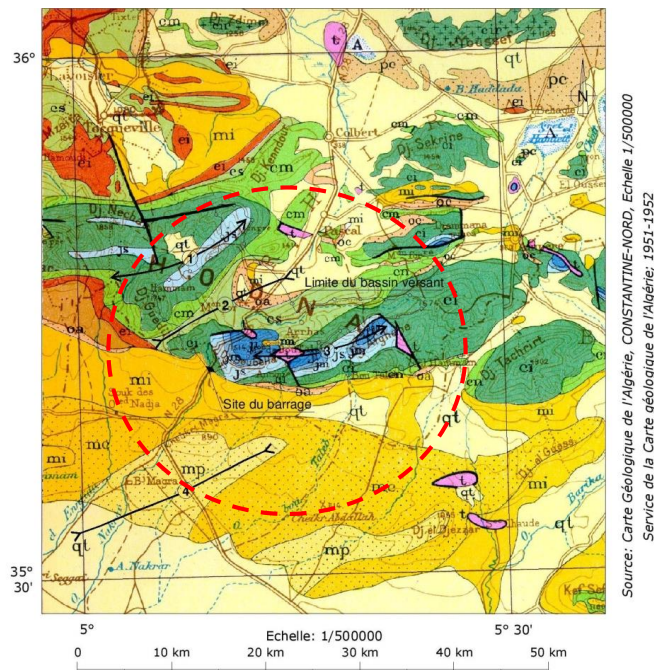


Figure IV.2 Carte géologique du site de la digue de Soubella

IV.2.2 Structure géologique

La zone de la cuvette occupe les parties extrêmes occidentales de l'anticlinal de Bou Taleb, caractérisées ici par le pendage monoclinale SO des sédiments du Jurassique supérieur et du Crétacé inférieur, les couches étant orientées NO-SE. Au droit du barrage les calcaires du Miocène inférieur recouvrent la partie sud de l'anticlinal, formant une unité discordante et transgressive sur les horizons hauteriviens, principalement marneux. On note une nette dysharmonie entre les structures miocènes et celle affectant les assises plus anciennes.

IV.3 Sismicité du site du projet

Le Séisme de référence de Ain Taghrout 04/09/1963 est caractérisé par (Seddiki & Khemissa, 2021):

SBE : $M_w=5.7$; accélération horizontale recommandée : $a=0.30$ g.

SMD : $M_w=6.2$; accélération horizontale recommandée : $a=0.39$ g ; durée efficace 7s.

Les analyses les plus fiables sont effectuées en contraintes effectives, c'est-à-dire en prenant comme caractéristiques de résistance des sols les propriétés intrinsèques obtenues avec des essais drainés. Les coefficients sismiques horizontal (k_h) et vertical (k_v) correspondants sont définis dans le tableau IV.1.

Tableau IV.1. Valeurs des coefficients sismiques adoptés

	A	K_h	K_v
SBE	0,3000	0,1500	0,0450
SMD	0,3900	0,1950	0,0585

IV.4. Caractéristiques géotechnique 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 amont	0.4	0.05	0.0001	0.0001	1	0.00001	10	33.0	20

IV.5. Profil simplifié retenue

Les pentes des talus amont et aval sont égales à 1V/2,7H. Les coordonnées des points 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	185	68	
3	195	68	

4	380	0	
---	-----	---	--

La géométrie de la digue homogène étudiée est schématisée sur la figure IV.3.

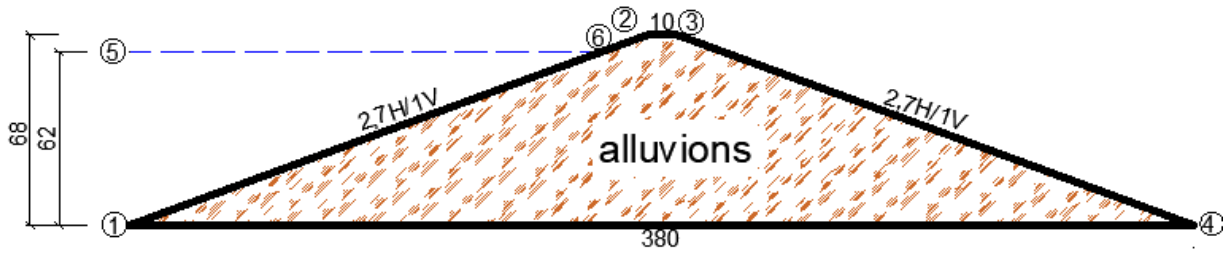


Figure IV.3 Profil simplifié de la digue homogène étudiée

IV.6- Stabilité hydraulique de la digue

IV.6.1- Stabilité hydraulique de la digue pleine sans drain

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 ($0.4 \text{ m}^3/\text{m}^3$) pour un échantillon de matériau argile et la valeur de la compressibilité par défaut est ($Mv=0.00001/\text{kPa}$), 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.4 (à droite).

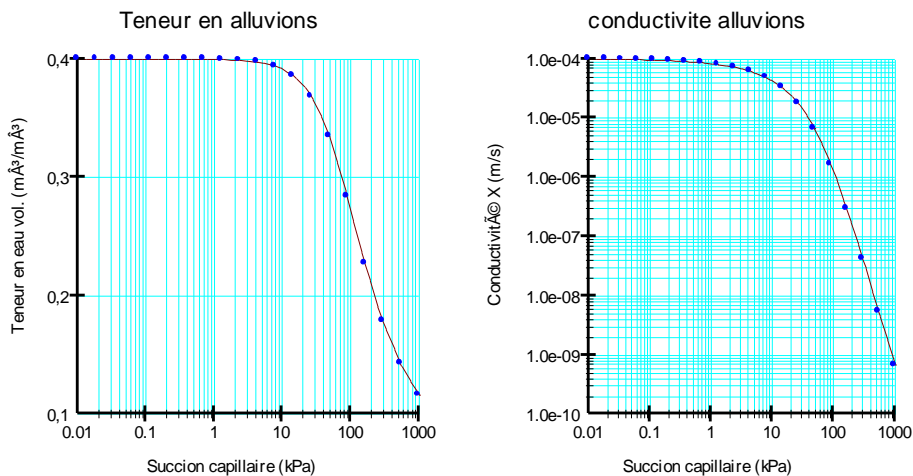


Figure IV.4 Conductivité hydraulique des alluvions en fonction de la succion

Conditions aux limites :

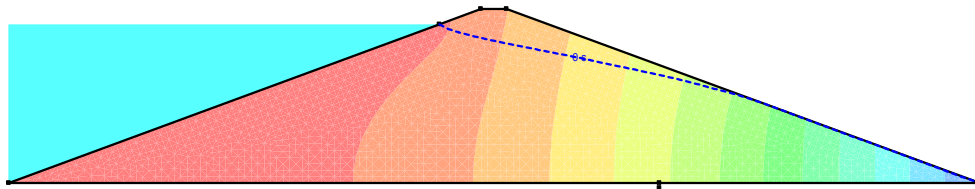
Pour ce cas d'étude, le calcul se fait à l'état stationnaire avec les 3 conditions aux limites :

- Une face d'infiltration potentielle caractérisée par un débit totale 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 ($h=62\text{m}$).

- Le point le plus bas du parement du talus aval est soumis à une pression nulle (charge de pression $P=0\text{m}$).

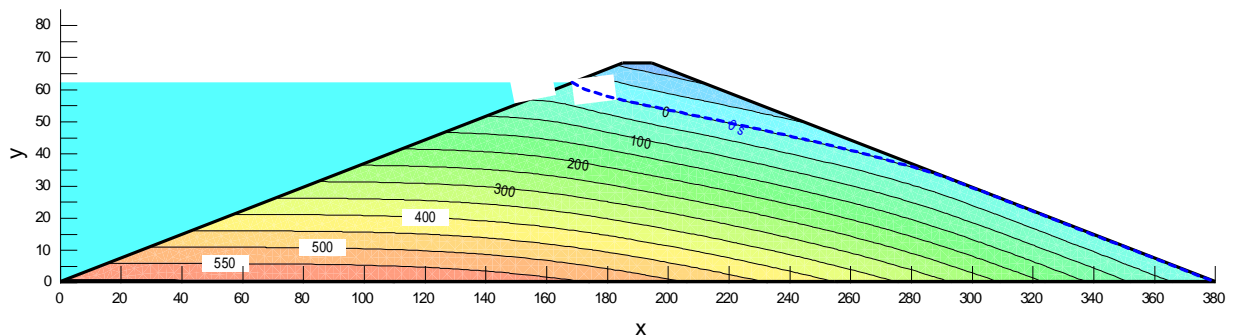
c- Résultats des calculs :

Les résultats des calculs de la stabilité hydraulique de la digue sans drain déterminée par le module « Seep/w » du logiciel « Geostudio » sont les représentés sur la figure IV.5.



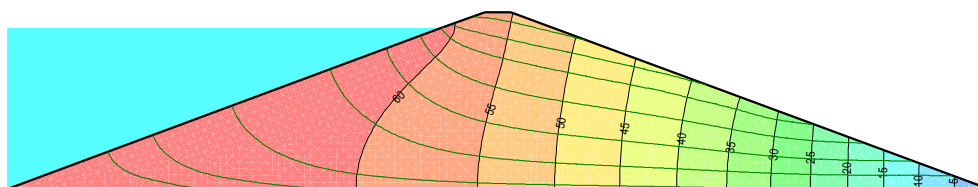
a- Position de la ligne de saturation

Les lignes de contours des pressions d'eau interstitielles, 0 pour la ligne de saturation et 600kPa comme maximum ($\gamma_w \cdot z$).



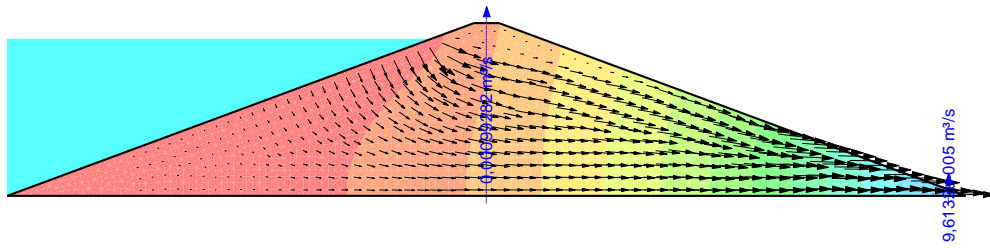
b- Lignes des contours des pressions d'eau interstitielles (isobares)

Les lignes de contours des charges hydrauliques qui décroissent de la gauche vers la droite de 60m jusqu'à 0 m, et les lignes d'écoulement perpendiculaires aux premiers



c- Equipotentielles et lignes d'écoulement perpendiculaires entre eux

Ce qui nous permet de déterminer le débit de fuite en n'importe quelle section, la valeur du débit au milieu de la digue est de $\approx 0,001\text{m}^3/\text{s}$, et à la sortie de $9,6 \cdot 10^{-5}\text{m}^3/\text{s}$.



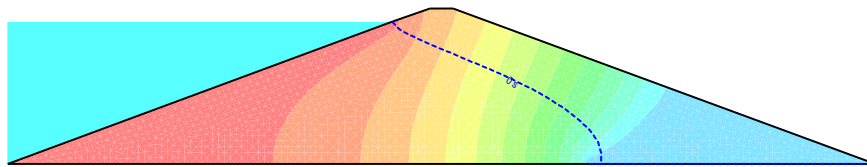
d- Débit de fuite

Figure IV.5 Résultats des calculs sous effets des infiltrations, pour la digue pleine

La valeur du débit de fuite total maximal à la sortie de la digue en six mois est de l'ordre de 1500m^3 .

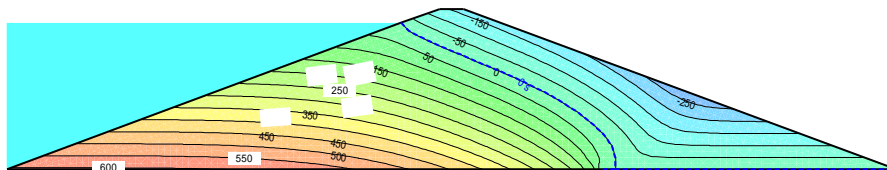
IV.6.2- Stabilité hydraulique de la digue pleine avec drain

Le débit de fuite calculé nous permet de dimensionner le drain horizontal. La longueur du drain est comprise entre le quart et le tiers de longueur totale en base de la digue, soit $95\text{m} < l_d < 127\text{m}$. On prend un drain horizontal de longueur $l_d=125\text{m}$; modélisé comme région de pression interstitielle nulle (charge de pression $P=0\text{m}$). Les résultats des calculs de la stabilité hydraulique de la digue sans drain déterminée par le module « Seep/w » du logiciel « Geostudio » sont les représentés sur la figure IV.6.



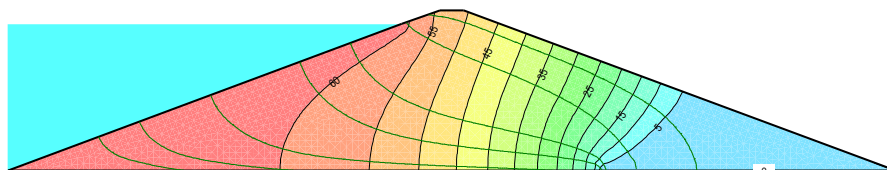
a- Position de la ligne de saturation

Les lignes de contours des pressions d'eau interstitielles, 0 pour la ligne de saturation et 600kPa comme maximum ($\gamma_w \cdot z$).



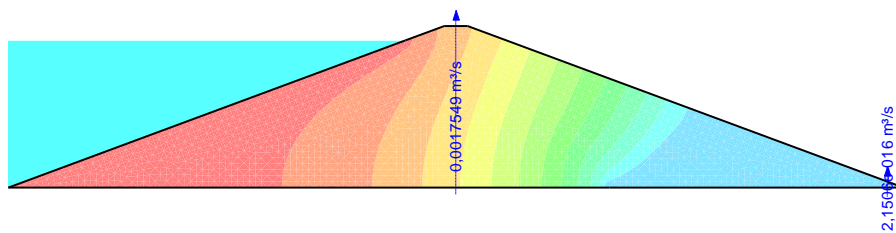
b- Lignes des contours des pressions d'eau interstitielles (isobares).

Les lignes de contours des charges hydrauliques qui décroissent de la gauche vers la droite de 60m jusqu'à 0m , et les lignes d'écoulement perpendiculaires aux premiers.



c- Equipotentielle et lignes d'écoulement perpendiculaires entre eux

Ce qui nous permet de déterminer le débit de fuite en n'importe quelle section, la valeur du débit au milieu de la digue est de $\approx 0,002 \text{ m}^3/\text{s}$, et à la sortie presque nulle $2,15 \cdot 10^{-16} \text{ m}^3/\text{s}$.



d- Débit de fuite

Figure IV.6 Résultats des calculs sous effets des infiltrations, pour la digue pleine avec drain

La valeur du débit de fuite total maximal à la sortie de la digue en six mois est nulle.

IV.7- Stabilité mécanique de la digue

IV.7.1- Stabilité mécanique du talus aval en fin de construction

Le calcul se fait en une seule étape sous chargement gravitaire seul, par le module slope/w. Le facteur de sécurité est calculé par plusieurs méthodes d'équilibre limite.

La valeur du facteur de sécurité donné par la méthode Bishop est $FS \approx 2$, comme le montre la figure IV.7.

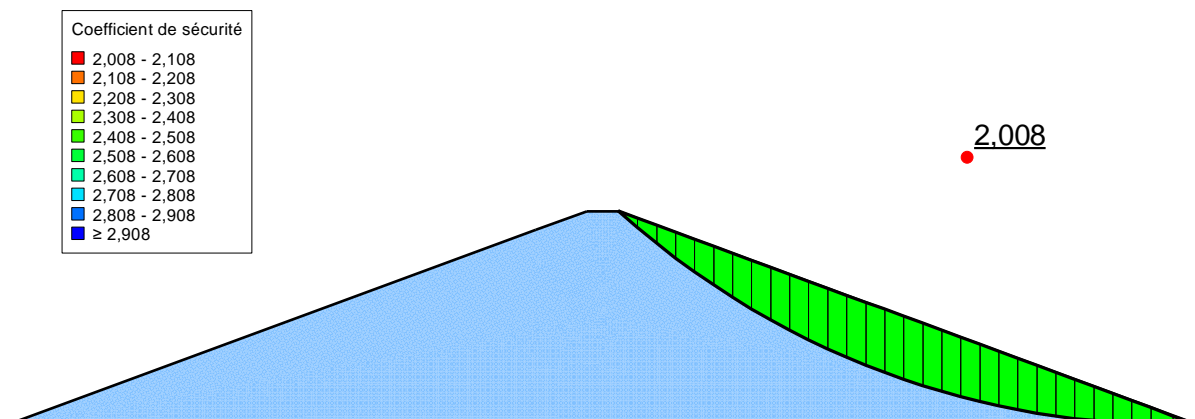


Figure IV.7 Facteur de sécurité du talus aval en fin de construction

IV.7.2- Stabilité mécanique du talus aval en utilisation normale sans drain

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

- un état initial sous l'effet du poids propre et la charge hydraulique, modélisé par le module seep/w.

- une 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 pour la digue sans drain, donnée par la méthode de Bishop est $FS=1.173$ comme le montre la figure IV.8a.

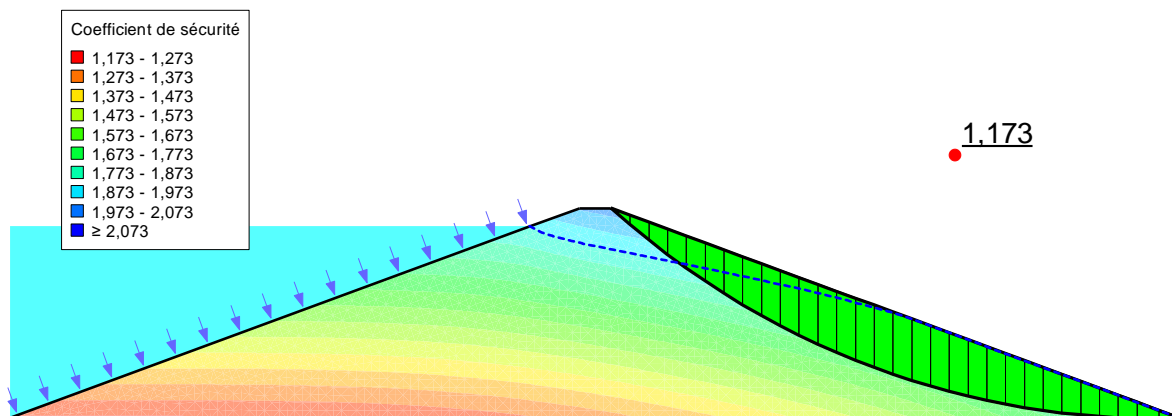


Figure IV.8 Facteur de sécurité du talus aval sans drain

IV.7.3- Stabilité mécanique du talus aval en utilisation normale avec drain horizontal

Les sols utilisés comme recharges sont des alluvions caractérisées par un poids volumique $\gamma=20\text{kN/m}^3$, une cohésion $c=10\text{kPa}$ et un angle de frottement $\varphi=33^\circ$. Le modèle de comportement est régi par le critère de Mohr-Coulomb.

Les analyses les plus fiables sont effectuées en contraintes effectives, c'est-à-dire en prenant comme caractéristiques de résistance des sols les propriétés intrinsèques obtenues avec des essais drainés.

L'analyse a été faite à l'aide des méthodes de l'équilibre limite, implantée dans le module « Slope/w » du logiciel « Geostudio ».

La valeur du facteur de sécurité minimal pour la digue avec drain, donnée par la méthode de Bishop est $FS=2.008$ comme le montre la figure IV.9.

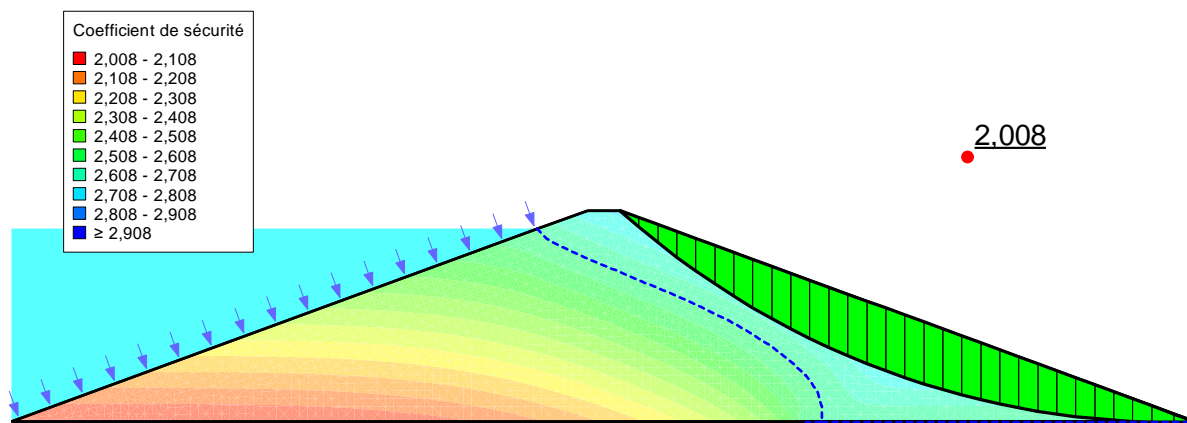


Figure IV.9 Facteur de sécurité du talus aval avec drain, en utilisation normale

IV.7.4- Stabilité mécanique du talus aval en utilisation normale pendant un séisme SBE

Le Séisme de référence de Ain Taghrout 04/09/1963 est caractérisé par :

- SBE : $M_w=5.7$; accélération horizontale recommandée $a=0.30$ g.
- SMD : $M_w=6.2$; accélération horizontale recommandée $a=0.39$; durée efficace 7s.

IV.7.4.1- 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.
- une calcul du facteur de sécurité qui démarre à partir de l'état initial, modélisé par le module slope/w.

Le coefficient d'accélération sismique horizontale pris en compte est de 0.15g et 0.045g vertical.

La valeur du facteur de sécurité minimal est donnée par la méthode de Bishop est $FS=1.376$ comme indiqué sur la figure IV.10.

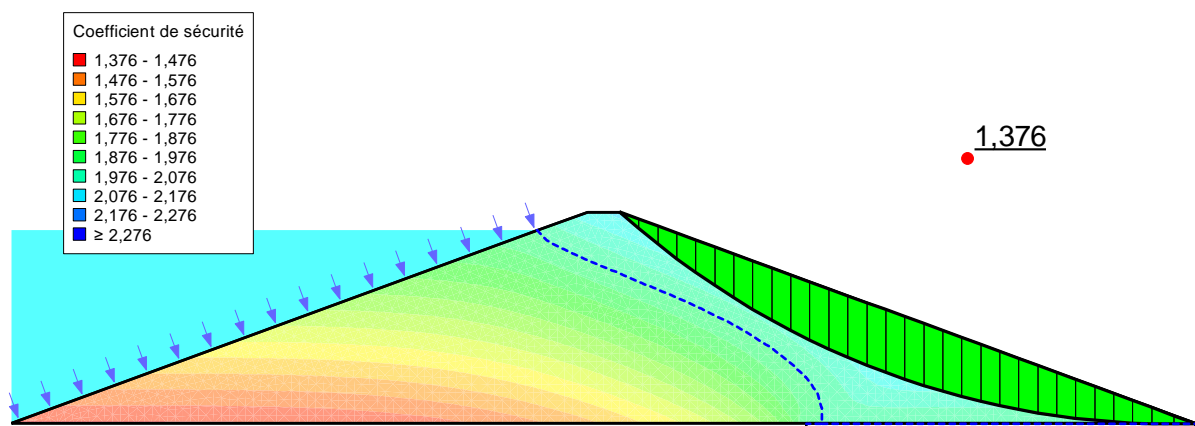


Figure IV.10 Facteur de sécurité du talus aval en utilisation normale sous séisme de base

IV.7.4.2- 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.
- une calcul du facteur de sécurité qui démarre à partir de l'état initial, modélisé par le module slope/w.

Le coefficient d'accélération sismique horizontale pris en compte est de 0.195g et 0.0585g vertical.

La valeur du facteur de sécurité minimal est donnée par la méthode de Bishop est $FS=1.257$ comme indiqué sur la figure IV.11.

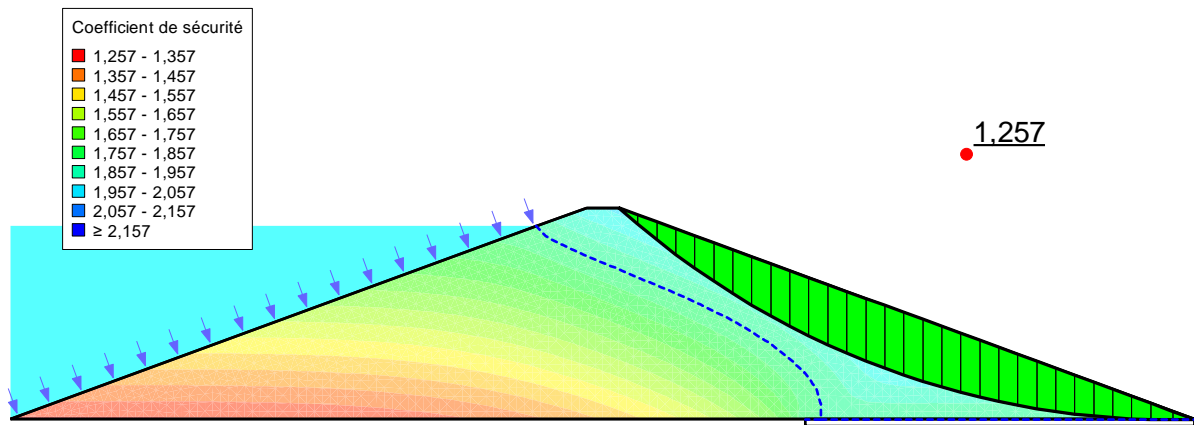


Figure IV.11 Facteur de sécurité du talus aval en utilisation normale sous séisme maximal

Les facteurs de sécurité minimaux utilisés dans les barrages en terre par la Norme Cubaine (Reglamento de Proyecto, 1983), imposées par le « manuel de conception et projets typiques des digues en terre » utilisé par l'A.N.B.T. apparaissent dans le tableau suivant :

Tableau IV.3 Coefficients de sécurité admissibles pour le calcul de stabilité des talus

Conditions de travail	CATÉGORIE DE L'OUVRAGE			
	I	II	III	IV
Normaux	1,35 – 1,25	1,25-1,15	1,20-1,10	1,15-1,10
Extraordinaires	1,15-1,10	1,15-1,10	1,10-1,05	1,05

IV.8- Synthèse

Les talus amont et aval sont stables car pour toutes les configurations de chargement considérés les valeurs du facteur de sécurité sont inférieures aux valeurs imposées par le « manuel de conception et projets typiques des digues en terre » utilisé par l'A.N.B.T.

Le drain horizontal a réduit la partie saturée du barrage ce qui a influencé la stabilité hydraulique en abaissant la ligne de saturation et la stabilité mécanique en augmentant la valeur du facteur de sécurité de plus de 70% (1,173 sans drain et 2,008 avec drain).

La stabilité mécanique du talus amont, dans le cas de la vidange rapide pourra être améliorée en le renforçant par un noyau étanche et en plaçant une banquette si c'est nécessaire, en amont de la digue.

CONCLUSION GENERALE

L'étude présentée dans ce mémoire avait pour finalité d'analyser l'effet du drain horizontal sur l'effet du drain sur les infiltrations hydrauliques à travers une digue en terre avec une étude du cas du barrage de Soubella situé à Magra (willaya de M'sila). Elle a permis dans une première étape d'exposer les différentes méthodes de détermination de la ligne de saturation, le débit de fuite, le dimensionnement du drain, les méthodes de calcul de la stabilité mécanique.

Dans une seconde étape, cette étude a permis de mettre en œuvre deux modules d'un outil numérique performants dédiés à ce type d'études : le logiciel GEOSLOPE, le premier module « SEEP/W » pour l'analyse des infiltrations hydraulique, le deuxième module « SLOPE/W » pour l'analyse de la stabilité mécanique des talus en ruptures circulaires et non circulaires par un calcul en équilibre limite avec la méthode des tranches (méthodes de Fellenius, de Bishop, de perturbation et méthode de calcul à la rupture).

L'importance du rôle joué par le drain dans la stabilité au glissement des ouvrages est liée à la forme de la ligne de saturation, qui dans le cas de l'existence d'une charge appliquée en amont, divise le massif en deux parties, l'une saturée avec formation d'une nappe en mouvement l'autre totalement sèche. Ce passage de l'eau dans certaines parties du massif provoque des modifications des propriétés géotechniques du matériau avec l'apparition de pressions interstitielles, augmentant le risque de glissement de talus.

L'emplacement et la longueur du tapis de drainage doivent être choisis pour minimiser les fuites du corps du barrage.

Dans notre cas pratique, les talus amont et aval sont stables car pour toutes les configurations de chargement considérés les valeurs du facteur de sécurité sont inférieures aux valeurs imposées par le « manuel de conception et projets typiques des digues en terre » utilisé par l'A.N.B.T.

Le drain horizontal a réduit la partie saturée du barrage ce qui a influencé la stabilité hydraulique en abaissant la ligne de saturation et en améliorant la stabilité mécanique en augmentant la valeur du facteur de sécurité de plus de 70% (1,173 sans drain et 2,008 avec drain).

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

- Amirouche, C. (2015). *Analyse fiabiliste de la stabilité au glissement d'une digue de retenue collinaire, mémoire de master en géotechnique et environnement*. UMMTO.
- Bachir, B. (2017). *GeoStudio, Vérification de la Stabilité du Terrain de POS Serkina–Constantine (Méthodes Analytiques) Code**.
- Bonelli, S. (2021). *Ouvrages hydrauliques en remblai: un regard transversal sur l'action de l'eau. Ingénieries eau-agriculture-territoires*.
- Castanier, G. (2010). Le glissement de Vajont, ses enseignements et ses retombées pour EDF et les exploitants de barrages. *Revue française de Géotechnique*, (131-132), 53-63.
- Charrier, G. (2015). *Etude expérimentale des ruptures de digues fluviales par surverse (Doctoral dissertation, Aix-Marseille)*.
- Chourouk, S. (2022, Ammar, Leila., & Filali Marzouk Modélisation d'une digue en terre avec le logiciel, FLAC 2D, Sous Différents Paramètres Influant, 2020). *Etude D'une Retenue Collinaire sur Oued Maghraoua Commune L'outaya wilaya de BISKRA-Etudes des variantes des digues*.
- Degoutt, G. (2002). *Petits barrages, Recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi*. Cemagref.
- Fouad, B. &. (2018). *ANALYSE DE L'EFFET DES INFILTRATIONS SUR LA STABILITE D'UN BARRAGE EN TERRE (Application au cas du barrage de Soubella-wilaya de Msila)*. Université Mohamed Boudiaf-M'sila.
- Hariz, Y. &. (2022). *Effet des drains sur la stabilité des barrages en terre cas des barragesBoubrik et El-haimeur (wilaya de Ghardaïa) (Doctoral dissertation, université Ghardaia)*.
- <http://www.geo-slope.com/>. (s.d.).
- <https://www.planete-tp.com/barrages-r12.html>. (s.d.).
- <https://www.universalis.fr/encyclopedie/barrages/5-les-barrages-en-materiaux-meubles-ou-semi-rigides/>. (s.d.). Récupéré sur <https://www.universalis.fr/encyclopedie/barrages/5-les-barrages-en-materiaux-meubles-ou-semi-rigides/>
- LAOUEDJ, S. (2002). *ANALYSE DES DEFORMATIONS DES BARRAGES A NOYAU CENTRALE (Doctoral dissertation)*.
- Larouzée, J. D. (2014). La catastrophe du barrage de Malpasset à l'épreuve des facteurs organisationnel et humain. *Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur JNGG2014*, (pp. (pp. 10-pages)).
- Le Delliou, P. (2003). *Les barrages: conception et maintenance*. Presses Universitaires Lyon.
- Le Delliou, P. (2003). *Les barrages: conception et maintenance*. Presses Universitaires Lyon.

- LEHBAB. (s.d.). *Polycopié de cours, Les barrages en remblai de terre*. USTO Mohamed BOUDIAF, oran.
- LEHBAB, Z. (2019). *Les barrages en remblai de terre*. USTO Mohamed Boudiaf Oran.
- Lino, M. M. (1970). *Méthodologie de diagnostic des digues appliquée aux levées de la Loire moyenne*.
- MEKERBI, M. &. (2009). *liquéfaction des sols*. Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumediene.
- Messaoud, B. (2016). *Etude de stabilité d'un barrage en terre à zones Cas barrage AIN ZADA, BB Arreridj*. (Doctoral dissertation, UNIVERSITE DE MOHAMED BOUDIAF M'SILA FACULTE DE TECHNOLOGIE).
- P, D. (2003). *Les barrages : Conception et maintenance*. Presses.
- PNUD/OPE. (1987). *Guide maghrébin pour l'exécution des études et travaux de retenues collinaires, Ressources en eau dans les pays de l'Afrique du Nord (projet RAB/80/011)*.
- RECKING, A. &. (2002). *MODELISATION DE LA RUPTURE DES DIGUES ET BARRAGES EN TERRE Approche théorique et étude d'un cas test*.
- Reglamento de Proyecto. (1983). *Diques de materiales locales (digues de matériaux locaux)*.
- Riffon, O. (2005). *Étude en laboratoire sur la migration des particules fines lors d'essais de perméabilité sur des sables et des silts*. École Polytechnique de Montréal.
- Rodríguez, B. A. (2004). *Manuel de conception et projets typiques des digues en terre*.
- Rodriguez, B. A. (2004). *Manuel de conception et projets typiques des digues en terre, Procédures méthodologiques pour l'exécution des études des retenues collinaires et petits barrages*.
- SEDDIKI, A. (2020). *Prise en compte de l'action sismique dans les études de stabilité et de renforcement des pentes (Doctoral dissertation, Université Mohamed Boudiaf M'sila)*.
- 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*.
- SERIFEG Fella, L. K. (2020). *Etude du Bilan hydrologique du barrage Ain Zada–Bordj Bou Arreridj (Doctoral dissertation)*.

Résumé

Le travail présenté dans ce mémoire a pour but d'analyser l'effet du drain horizontal sur les infiltrations et sur la stabilité mécanique d'une digue en terre.

En premier temps on a présenté des généralités sur les différents types de barrages en terre, leur dimensionnement et les effets des infiltrations sur leur stabilité. Ensuite on a exposé les méthodes de d'analyse de la stabilité hydraulique et mécanique des barrages en terre, la protection des talus amont et aval et le processus de drainage par filtres et ouvrages annexes.

Après présentation de l'outil numérique utilisé qui est le logiciel GEOSTUDIO, à l'aide du module SEEP/W, on a analysé la stabilité hydraulique en déterminant de la ligne de saturation, le débit de fuite au sein du massif et le dimensionnement du drain horizontal et à l'aide du module SLOPE/W on a vérifié la stabilité mécanique des talus amont et aval de la digue sous différents cas de chargement. On a terminé par une application pratique à l'étude de la stabilité hydraulique et mécanique de la digue du barrage en terre de Soubella situé dans la commune de Magra (wilaya de M'sila).

Mots clés : drain - infiltrations – stabilité – digue – amont –aval.

Abstract

The work presented in this thesis aims to analyze the effect of the horizontal drain on the infiltrations and on the mechanical stability of an earth dam.

First, general information was presented on the different types of earth dams, their design and the effects of infiltration on their stability. Then we presented the methods of analysis of the hydraulic and mechanical stability of the earth dams, the protection of the upstream and downstream slopes and the process of drainage by filters and ancillary works.

After presentation of the numerical tool used which is the GEOSTUDIO software, using the SEEP/W module, the hydraulic stability was analyzed by determining the saturation line, the leakage rate within the massif and the dimensioning of the horizontal drain and using the SLOPE/W module, the mechanical stability of the embankments upstream and downstream of the dyke was checked under different loading cases. We ended with a practical application to the study of the hydraulic and mechanical stability of the embankment of the Soubella earth dam located in the town of Magra (wilaya of M'sila).

Keywords: drain - infiltration - stability - earth dam - upstream - downstream.

ملخص

يهدف العمل المقدم في هذه الرسالة إلى تحليل تأثير الصرف الأفقي على عمليات التسرب وعلى الاستقرار الميكانيكي للسد الترابي.

أولاً، تم تقديم معلومات عامة عن أنواع السدود الترابية المختلفة وتصميمها وتأثيرات التسرب على استقرارها. ثم عرضنا طرق تحليل الثبات الهيدروليكي والميكانيكي للسدود الترابية، وحماية المنحدرات في المنبع والمصب و عملية الصرف بواسطة المرشحات والأعمال الملحقة.

بعد عرض الأداة الرقمية المستخدمة وهي برنامج GEOSTUDIO ، باستخدام برنامج Seep/w ، تم تحليل الثبات الهيدروليكي عن طريق تحديد خط التشبع ومعدل التسرب داخل جسم السد وأبعاد الصرف الأفقي. وباستخدام برنامج Slope/w، تم فحص الاستقرار الميكانيكي للمنحدرات في المنبع والمصب من السد في حالات التحميل المختلفة. انتهينا بتطبيق عملي لدراسة الاستقرار الهيدروليكي والميكانيكي لسد سوبلة الترابي الواقع في بلدية مقرة (ولاية مسيلة).

الكلمات المفتاحية: صرف - تسرب - ثبات - سد - منبع - مصب.