

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA

FACULTÉ DE TECHNOLOGIE
DEP DÉPARTEMENT DE HYDROLIQUE
N° :



DOMAINE : SCIENCES ET TECHNOLOGIES
FILIERE : HYDROLIQUE
OPTION : OUVRAGE HYDROLIQUE

**Mémoire présenté pour l'obtention
Du diplôme de Master Académique**

Par :
**NOUASRI Abdellah
SALMILakhdar**

Intitulé :

Etude numérique de stabilité d'un barrage en terre

Cas barrage M'djedel, W. M'sila

Devant le jury composé de :

Dr. Mokhtari El hadj	Président
Dr.DJEMIAT Djamel Eddine	Encadreur
Dr. Dougha Mostefa	Examineur

Année universitaire : 2021/2022

Remerciement

Tout d'abord nous tenons à remercier Dieu de nous avoir donné la force, la volonté et la santé pour réaliser ce mémoire.

*Ce travail a été effectué sous l'encadrement de monsieur **DJEMIAT Djamal Eddine**. On le remercie vivement pour son encadrement brillant, pour ses conseils précieux et sa disponibilité tout le long de ce travail. C'est grâce à lui que le travail a pris le bon chemin. Nous le remercions chaleureusement.*

Nous remercions d'une façon particulière nos familles pour leur soutien et leur encouragement ainsi que nos amis. Enfin, nous tenons également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près et de loin la réalisation de ce travail.

Merci tous.

Dédicace

A mon père

*Pour sa patience et considérable sacrifice pour me
parvenir à ce niveau.*

A ma mère

*Pour son grand amour, ce sacrifice et toute
affection qu'elle m'a toujours offerte.*

A toute la famille, mes amies et collègues

Je dédie ce travail

*A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin
pour que ce projet soit possible, je vous dis merci.*

Table des matières

Remerciement	
Dédicace	
Table des matières	
Listes des tableau	
Listes des figurées	
Introduction general	1

Chapitre I

Généralités sur les barrages en terre

I.1 Introduction.....	4
I.2 les barrage en algérie	4
I.3 Barrages en remblai	5
I.3.1 Types de barrage en terre.....	6
I.3.1.1 Barrages en terre à masque amont	6
I.3.2. Organes d'étanchéités des barrages en terre [4]	6
I.3.3. Masque en béton de ciment	7
I.3.4 Masque en béton bitumineux	7
I.3.5 Masque en membrane souple.....	8
I.3.6 Masque en membrane souple.....	9
I.3.7 Etanchéité des fondations des barrages en terre	10
I.3.7.1 Clé d'étanchéité	10
I.4 Barrages en terre à noyau étanche	11
I.5 Barrage en terre homogènes	12
I.5.1 Diaphragme in terre.....	13
I.5.2 Noyau en argile.....	14
I.5.3 Traitement des fondations par injection.....	14
I.5.4 Tapis d'étanchéité amont	15
I.6 Rupture de barrage.....	16
I.6.1 Les risques de rupture des barrages	16
I.6.2 Rupture de deux barrages au Michigan	17
I.7 Les accidents les plus graves	18
I.8 Conclusion	19

Chapitre II

Stabilité des barrages en terre

II.1 Introduction	21
II.2 Pathologie liée à l'instabilité de l'ouvrage	21
II.2.1 Modes et mécanismes de rupture rencontrés sur les barrages En remblai	21
II.2.2 Erosion externe initiée par une surverse.....	22
A. Le mécanisme.....	22
B. Les causes.....	22
C. Les symptômes	22
II.2.3 Erosion interne.....	23
A. Le mécanisme.....	23
B. Les causes.....	25
C. Les symptômes	25
II.3 Glissement plan	25
II.3.1 Glissement circulaire	26
II.3.2 Le mécanisme de glissement [11]	27
II.4 Calcul de stabilité	27
II.4.1 Notion du coefficient de sécurité.....	27
II.4.2 Méthode des tranches	27
II.4.3 Méthode de Fellenius	28
II.4.4 La méthode de Bishop simplifiée :	29
II.5 Méthodes de calcul de stabilité sous séisme.....	30
II.5.1 Méthode pseudo-statique.....	31
II.5.2 Coefficient de sécurité de stabilité	33
II.6 Conclusion.....	33

Chapitre III

Description générale du barrage de M'DJEDEL

III.1 Introduction.....	35
III.2 Situation Et Accès	35
III.3 Caractéristiques hydrologiques et autres paramètres du barrage	36
III.3.1 Le barrage et sa retenue.....	36
III.3.2 La digue principale.....	38
III.3.3 Caractéristiques des matériaux.....	39
III.4 Cas de charge étudiés	41

III.5 Prise en compte de l'aléa sismique	41
--	----

Chapitre IV

Présentation de l'outil numérique roscience

IV.1 Introduction	43
IV.2 Paramètres du projet	43
IV.3 Discrétisation Géométrique	44
IV.4 Modélisation de eaux souterraines	44
IV.5 Mode d'analyse des eaux souterraines	45
IV.6 Maillage :	46
IV.7. Conditions aux limites	47
IV.8. Propriétés hydrauliques	47
IV.9. Exécution les analyses des infiltrations	48
IV.10. Interprétation des résultats de l'infiltration	49
IV.11 Analyse de stabilité	50
IV.12 Modèle de Mohr-Coulomb	50
IV.13 Les méthodes d'analyse	51
IV.14 Surfaces de glissement	51
IV.15. Exécution des analyses de stabilité	52
IV.16. Interpréter des résultats de l'infiltration	52
IV.17 Conclusion	53

Chapitre V

APPLICATION BARRAGE M'DJEDEL

V.1 Introduction	55
V.2 Méthodologie suivie	55
V.3 Définition de la coupe-type étudiée	55
V.4 Calculs statiques	55
V.4.1 Méthodologie	55
V.4 Définition des cas de charges	57
V.4.1 Cas de fin de construction	57
V.4.2 Cas du régime du barrage plein à la RN :	57
V.4.3 Cas de la vidange rapide :	57
V.5 Définition des critères de dimensionnement :	58
V.5.1 Caractéristiques des matériaux	59
V.6 Résultats obtenus	60

V.6.1 Pour Plus grande hauteur : profil axial du barrage.....	60
A. Cas de fin de construction	60
B. régime du barrage plein	62
C. Vidange rapide du barrage.....	64
D. L'état sismique du sol	65
V.6.2 Profil en rive droite	67
A. Cas de fin de construction	67
B. régime du barrage plein	68
C. Vidange rapide du barrage.....	69
D. L'état sismique du sol	70
V.6.3 Profil en rive gauche	72
A. Cas de fin de construction	72
B. régime du barrage plein	73
C. Vidange rapide du barrage.....	74
D. L'état sismique du sol	75
Conclusion générale	78
Références bibliographiques	80

Listes des tableaux

Tableau I.1 Les accidents les plus graves de rupture des barrages	18
Tableau II.1 Classification classification des sites sismiques.....	32
Tableau II.2 Valeurs du coefficient de stabilité admissible	33
Tableau III.1 Loi Hauteur/Surface/Volume	37
Tableau III.2 caractéristiques des matériaux pour le calcul de stabilité de base en fond d'oued	39
Tableau III.3 caractéristiquesdesmatériauxpourlecalculdestabilitédebaseenrivedroite	40
Tableau V.1parametresgeometriques de la coupe-type étudiée	56
Tableau V.2 Coefficients de sécurité en fonction des cas de charge	59
Tableau V.3 Caractéristiques du fond d'oued	59
Tableau V.4 Caractéristiques en rive droite	60
Tableau V.5 Caractéristiques en rive gauche	60
Tableau V. 6 Propose des données.....	63
Tableau V. 7 Propose des données.....	66
Tableau V. 8 Le tableau suivant resume les résultats obtenus des coefficients de sécurité pour different cas de charge.....	67
Tableau V. 9 Le tableau suivant resume les résultats obtenus des coefficients de sécurité pour different cas de charge.....	71
Tableau V. 10 Le tableau suivant resume les résultats obtenus des coefficients de sécurité pour different cas de charge	76

Listes des figurées

Figure I.1 : Barrage de Béni Haroun, Wilaya de Mila – Algérie	5
Figure I.2: Barrage à masque amont.	6
Figure I.3 : Masque amont en béton de ciment	7
Figure I.4 : Masque amont en béton bitumineux	8
Figure I.5 : Masque en membrane souple	9
Figure I.6 : Masque en membrane souple	9
Figure I.7 : Clé d'étanchéité.....	10
Figure I.8 : Paroi moulée.....	11
Figure I.9 : barrage en terre heterogene.	12
Figure I.10 : Barrage en terre homogène.....	13
Figure I.11 : Diaphragme in terne.	13
Figure I.12 : Noyau en argile verticale incliné.....	14
Figure I.13: image représentant un atelier de forage et pompes d'injection.	15
Figure I.14: Voile d'injection.....	15
Figure I.15 :Tapis d'étanchéité.....	16
Figure I.16:Barrage Fergougén1907avant la rupture et en déversement.	17
Figure I.17 : barrages au Michigan en 05/2020 en u.s.a	17
Figure II.1: Brèche initiée par une surverse sur la digue.	23
Figure II.2: Schémas des différents mécanismes d'érosion interne (d'après R. Béguin, 2011).	24
Figure II.3: les étapes l'érosion interne.	24
Figure II.4 : Le glissement plan d'un talus.....	26
Figure II.5 : Le glissement circulaire d'un talus.	26
Figure II.6: La masse du talus découpé en tranches.....	28
Figure II.7: Force appliquées sur une tranche dans la méthode de Fellenius[7].....	29
Figure II.8 : Représentation des forces sur une tranche, méthode de Bishop	30
Figure II.9 : Sollicitation pseudo-statique.	31
Figure II.10: Forces pseudo-statiques apportées à un talus.[12].....	32
Figure III.1 Plan de situation du site du barrage de M'djedel.....	36
Figure III.2 Loi Hauteur/Surface/Volume.....	38
Figure IV.1 Boîte de dialogue des paramètres du projet « Project Settings ».....	43
Figure IV.2 Activation de l'analyse l'état des eaux souterraines sur ROCSCIENCE(13)	45
Figure IV.7 Boîte de dialogue Propriétés des matériaux Définir.	50
Figure IV.10 Grille de dialogue Espacement.	52
Figure IV.11 Résultats de la grille de recherche.	52
Figure V.1 courbe de vidange rapide.	58
Figure V.2Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation, Cas fin de construction en amont	61
Figure V.3Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation, Cas fin de construction en aval.....	61
Figure V.4 Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation, Cas régime du barrage plein en amont	62

Figure V.5 Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation, Cas régime du barrage plein en aval	62
Figure V.6 Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation, Cas régime du barrage plein en aval	63
Figure V.7 Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation, Cas vidange rapide en amont	64
Figure V.8 Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation, Cas vidange rapide en aval	64
Figure V.9 Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation, Cas L'état sismique en amont	65
Figure V.10 Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation, Cas L'état sismique en aval	65
Figure V.11 Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation, Cas L'état sismique en aval	66
Figure V.12 Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation, Cas fin construction en amont	67
Figure V.13 Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation, Cas fin construction aval	68
Figure V.14 Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation, Cas régime du barrage plein en amont	68
Figure V.15 Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation, Cas régime du barrage plein en aval	69
Figure V.16 Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation, Cas vidange rapide en amont	69
Figure V.17 Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation, Cas vidange rapide en aval	70
Figure V.18 Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation, Cas L'état sismique en amont	70
Figure V.19 Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation, Cas L'état sismique en aval	71
Figure V.22 Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation, Cas régime du barrage plein en amont	73
Figure V.23 Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation, Cas régime du barrage plein en aval	73
Figure V.24 Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation, Cas vidange rapide en amont	74
Figure V.25 Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation, Cas vidange rapide en aval	74
Figure V.26 Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation, Cas L'état sismique en amont	75
Figure V.27 Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation, Cas L'état sismique en aval	75

ملخص

السدود الترابية تطرح مشاكل التوازن وبصفة خاصة انزلاق المنحدر والذي عادة ما يتسبب في تفتت أكثر كارثية في السدود الكبيرة

تقريرنا يناقش استقرار سد ماجدل الذي يقع عن بعد 55 كلم عن بوسعادة وحوالي 200 كم عن ساحل

البحر الأبيض المتوسط، هذا السد يندرج في فئة السدود الكبيرة

استقرار السد أخذ بعين الاعتبار التحليل السكوني والذي يترجم بـ

- حالة نهاية البناء

- حالة العمل العادية

- حالة التفريغ السريع

- الحالة الزلزالية للتربة

ROCSCIENCE

SLIDE

الأداة الرقمية المستعملة في هذا الدراسة هو (

6.0) والذي يركز على المحاكاة بواسطة طريقة العناصر المنتهية.

نتائج أعمال الأمان التي تم الحصول عليها من خلال الحالة تم تدراسها كانت جد مشجعة.

Résumé

Les barrages en terre posent un problème d'équilibre, notamment de glissement de talus, qui occasionne généralement des dégâts plus catastrophiques sur les grands barrages.

Notre rapport traite de la stabilité du barrage de M'djedel situé à 55 km de Bousaada et à environ 200 km de la côte méditerranéenne, et ce barrage entre dans la catégorie des grands barrages.

La stabilité du barrage a été prise en compte par l'analyse statique, qui se traduit par :

- fin construction
- retenue normal
- vidange rapide
- séisme

L'outil numérique utilisé dans cette étude est (ROCSCIENCE SLIDE 6.0), qui est basé sur la simulation par la méthode des éléments finis.

Les résultats des coefficients de sécurité obtenus pour chaque cas étudié sont très encourageants.

Abstract

Earthen dams pose a problem of equilibrium, particularly slope slippage, which usually causes more catastrophic damage to large dams.

Our report discusses the stability of the Amjdal Dam, which is located 55 km from Bousaada and about 200 km from the Mediterranean coast. This dam falls into the category of large dams.

The stability of the dam was taken into account by the static analysis, which translates as:

- Build end condition.
- Normal working condition
- Quick Discharge Status

The seismic condition of the soil.

The digital tool used in this study is (ROCSCIENCE SLIDE 6.0), which is based on simulation by the finite element method.

The safety factor results obtained from each case studied were very encouraging.

Introduction Générale

Introduction générale

Aux vues de l'évolution démographique au vu de l'évolution technologique : surtout dans le domaine agricole l'Algérie a entamée la réalisation de plusieurs retenues d'eau (barrage en terre) durant cette décennie et ce pour satisfaire ses besoins soit en irrigation, soit en alimentation des villes en eau potable. A cet effet, la sécurité vis-à-vis le glissement de ces ouvrages demeure une priorité primordiale.

La réalisation des barrages en terre a connu une grande évolution poussée par l'accroissement de la demande d'alimenter la population en eau.

La conception d'un barrage est très complexe car peu répétitive et c'est en fonction des conditions du site, des fondations, des matériaux disponibles et du coût de réalisation que le type de barrage est adopté.

La sécurité des barrages constitue le souci permanent des ingénieurs chargés de leur conception, pour au moins deux raisons:

- Éviter les ruptures catastrophiques.
- Éviter de compromettre l'exploitation de l'ouvrage.

La défaillance ou l'indisponibilité d'un barrage peut affecter des intérêts économiques vitaux et entraîner des dommages sérieux même en l'absence de rupture du barrage

Les statistiques montrent que plus de 75% de ruines de barrages en terre sont causées par une mauvaise conception ou un mauvais fonctionnement des drains. [1]

L'objectif de notre travail est d'exploiter l'outil numérique pour étudier la stabilité du barrage M'DJEDEL lié aux différents cas critiques affectant l'ouvrage pendant sa durée de vie. L'outil exploité est le logiciel RocscienceSlide 6.0.

Le plan de travail se divise en cinq chapitres:

Le premier chapitre fait le point sur des généralités des barrages en remblai.

Le deuxième chapitre présente une partie théorique sur le phénomène des infiltrations à travers les barrages en remblai et les différentes méthodes utilisées pour vérifier la stabilité des talus du barrage.

Dans le troisième chapitre, une description générale sur le barrage de M'DJEDEL est présentée.

Le quatrième chapitre offre une présentation de l'outil numérique RocscienceSlide 6.0, suivi par d'application sur le barrage étudié, avec détermination de la ligne de saturation et le

Introduction générale

coefficient de sécurité dans les différents cas (fin construction, retenue normale, vidange rapide et présence d'un séisme) et enfin des interprétations de quelques résultats.

Le cinquième chapitre nous avons proposé une étude paramétrique, qui étudie l'influence de la perméabilité de noyau et la profondeur de voile d'injection sur l'infiltration et la stabilité de barrage M'DJEDEL.

Nous finissons ce travail par une conclusion générale dans laquelle nous exposons les différents résultats trouvés à travers cette étude.

Chapitre I

Généralités sur les barrages en terre

I.1 Introduction

Les barrages en terre peuvent être constitués par des matériaux de caractéristiques très diverses, à la différence des barrages en béton ou même en enrochement dont les matériaux constitutifs restent contenus dans des fourchettes beaucoup plus étroites.

Le terme « terre » couvre donc toute une gamme de matériaux allant de l'argile pure très fine à des éléments très grossiers. Dans certains cas même, on utilise des roches altérées facilement compactables, tels que des latérites, des chistes et grés tendres etc

Les barrages sont des ouvrages hydrauliques implantés sur la largeur d'un cours d'eau créant une cuvette géologiquement étanche qui permet de stocker un volume d'eau pour les différents besoins et utilisation comme :

- Alimentation en eau potable.
- Irrigation des terres Production de l'électricité . Protection contre les crues.
- Besoins industriels (refroidissement, lavage). Navigation et sports nautique.
- Les barrages sont constitués de plusieurs sous ouvrages tel que l'évacuateur de crues, La prise d'eau, vidange de fond, réseau de drainage

Les barrages en terre sont des murs de rétention d'eau suffisamment étanches Avec des terrains et des matériaux de site bien définis suivant des mélanges et des proportions.

Un barrage en terre homogène est constitué d'une masse de terre comprimée imperméable, Il est équipé d'un dispositif de drainage dans sa partie inférieure et d'une protection mécanique contre celui-ci L'effet de réveil est au sommet de celui-ci Souvent hétérogénéité des matériaux disponibles sur le site ou de leurs caractéristiques. Les techniques géotechniques ne permettent pas de prendre en compte une barrière étanche homogène. Dans ce cas, Une solution communément adoptée consiste à concevoir un massif en plusieurs zones, dont une Chacun est fait de matériau argileux qui peut être placé en amont du barrage Une couche de roches classées. [2]

I.2 les barrage en algérie

Selon le ministère des RESSOURCES en eau L'Algérie compte 80 barrages Achevé (utilisant 65 barrages) (sur tout le territoire national avec une capacité totale de stockage de 8 milliards de m³. Il y a 5 autres barrages en cours d'achèvement au barrage de Sidi Khalifa au niveau de l'Etat de Tizi Ouzou, et le barrage d'Ouzina dans la wilaya de Batna. Le chef du service d'exploitation de l'Agence nationale des barrages et des envois de fonds a révélé à Al-Kubra,

que le pourcentage de barrage remplis d'eau de pluie s'élevait à 45,50%, soulignant que le montant reste insuffisant, surtout dans les régions du centre et de l'ouest. Parmi les barrages les plus célèbres est le barrage de Bani Haroun dans l'État de Mila, qui a fourni environ 475 millions de mètres cubes d'eau à environ 6 États pour approvisionner six millions de personnes et irriguer environ 41000 hectares, et le système de transport des hauteurs de Sétif fournit également environ un million. Une personne dans le barrage Eagle à Bejaia irrigue environ 15 mille hectares, et dans le barrage Tablout à Jijel, environ 42 millions de mètres cubes par an, le système de transport du district d'Eddoun de Bouira à TiziOuzou et le détournement de la Chlef et Barrage de Mostaganem. Vers Arzew et Oran, et le système de transfert du barrage de Taksim de Tizi, Ozuz et Boumer des vers l'Algérie. Concernant les projets futurs l'orateur a révélé qu'il y a six projets de barrage en cours d'achèvement dans les états d'Al-Tarif (capacité d'absorption de 98 millions de mètres cubes), SoukAhras (capacité d'absorption de 35 millions de mètres cubes), Batna (absorption capacité de 18 millions de mètres cubes) et TiziOuzou (capacité énergétique de 90 millions de mètres cubes) et Annaba (capacité de 750 mille mètres cubes).[3]



Figure I.1 Barrage de Béni Haroun, Wilaya de Mila – Algérie

I.3 Barrages en remblai

Les barrages en remblai peuvent être constitués par des matériaux de caractéristiques divers, à la différence des barrages en béton ou même dont les matériaux constitutifs restent contenus dans des fourchettes beaucoup plus étroites.

I.3.1 Types de barrage en terre

Les barrages en terre compactés peuvent être divisés en trois principaux types : les ouvrages en terre homogènes, ceux à noyaux étanches et ceux à masques amont.

I.3.1.1 Barrages en terre à masque amont

Les barrages à masque sont réalisés en remblai perméable peu déformable assurant la stabilité d'ensemble, dans la majorité des cas en utilisant des enrochements. L'étanchéité est obtenue par un écran imperméable, appelé masque appliqué sur le parement amont de l'ouvrage, il est réalisé en béton avec des produits bitumineux ou l'installation d'une géo-membrane. Ce masque doit être étanche sur toute la surface du massif.

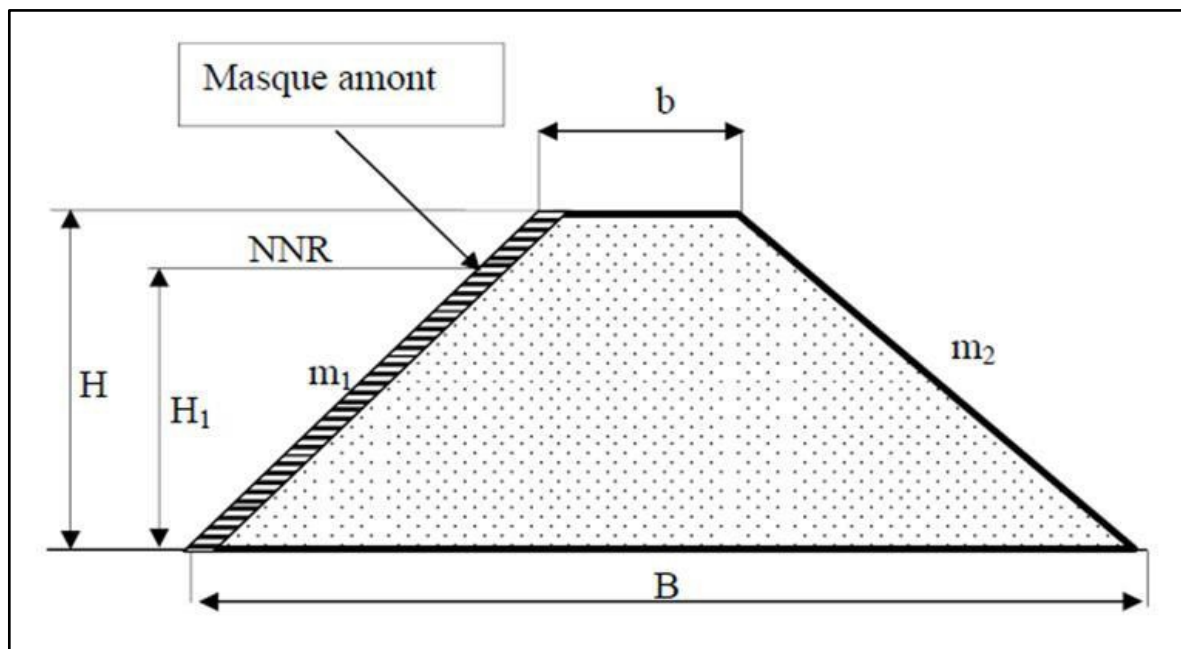


Figure I.2 Barrage à masque amont

I.3.2. Organe d'étanchéités des barrages en terre [4]

Lorsque les fondations du barrage sont imperméables, il suffit d'assurer la liaison entre le massif du barrage et sa fondation en réalisant un ancrage du dispositif d'étanchéité pour empêcher les infiltrations suivant la ligne de contacts entre le barrage et sa fondation. On prévoit un organe d'étanchéité dans un barrage en terre lorsque les matériaux constituant le remblai ne sont pas suffisamment imperméables pour empêcher de grandes pertes d'eau par infiltration. On rencontre plusieurs types d'organes d'étanchéité, ceux réalisés en matériaux locaux et ceux en matériaux artificiels.

I.3.3. Masque en béton de ciment

C'est le type de masque le plus ancien et qui est pratiquement abandonné à cause de sa rigidité qui s'accommode très mal des déformations du massif support. En général, il se compose de dalles préfabriquées ou coulées sur site avec des joints de dilatation qui atténuent l'effet des déformations du béton. Il est généralement formé par un massif perméable qui assure la fonction de stabilité. L'étanchéité est obtenue par une couche appelée masque, posée à l'amont du massif. Le masque est étanche sur toute sa surface.

Le masque lui-même peut être réalisé:

- Par une dalle de béton armé coulée par plots successifs sur toute la surface du parement amont.
- Par une ou des couches de béton bitumineux mises en place.
- par des engins routiers adaptés .
- Par des géomembranes (typiquement des feuilles de PVC de forte épaisseur) livrées en lés et soudées les unes aux autres. Les feuilles sont posées sur une couche de transition en matériau fin (pour éviter de déchirer la membrane qui s'appuierait directement sur les enrochements) et protégées par des dalles ou des pavés.

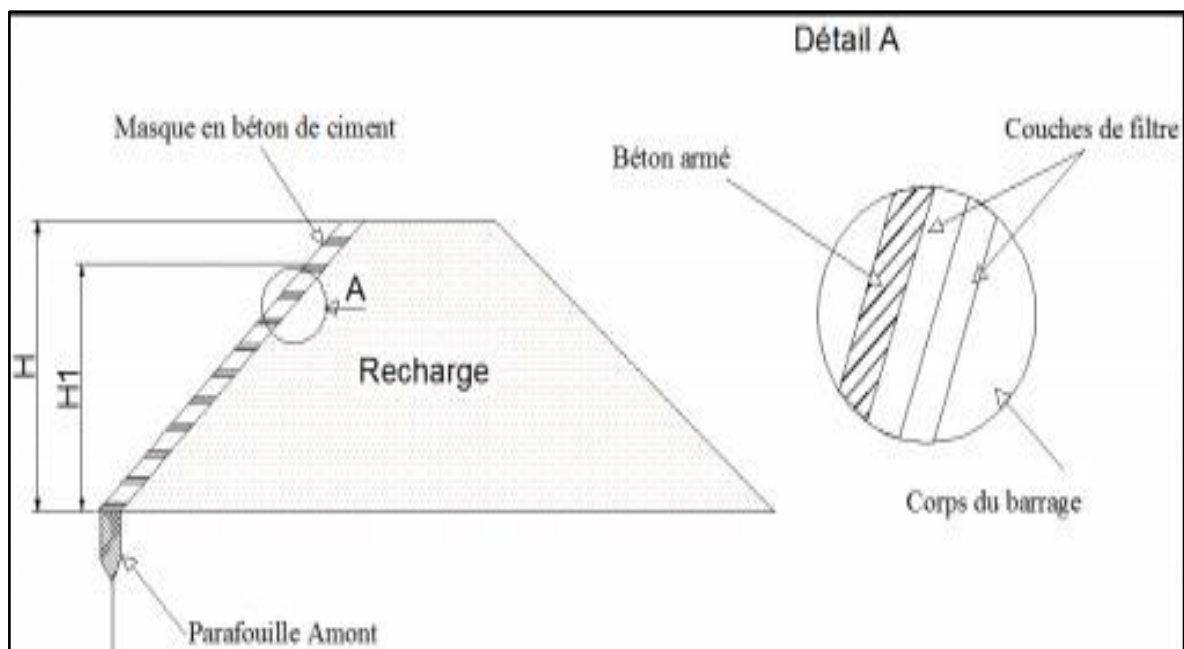


Figure I.3 Masque amont en béton de ciment

I.3.4 Masque en béton bitumineux

Le masque en béton bitumineux est réalisé à l'aide de bitume et il est bien efficace dans la mesure où il présente une grande étanchéité par rapport à ceux réalisés en béton de ciment. Sa souplesse lui permet de suivre aisément les mouvements du remblai sans subir de dégradations importantes. Ce type de masque présente aussi l'avantage d'être économique et facilement réparable.

Mais il présente l'inconvénient de ne pas bien résister aux aléas climatiques qui accélèrent son vieillissement.

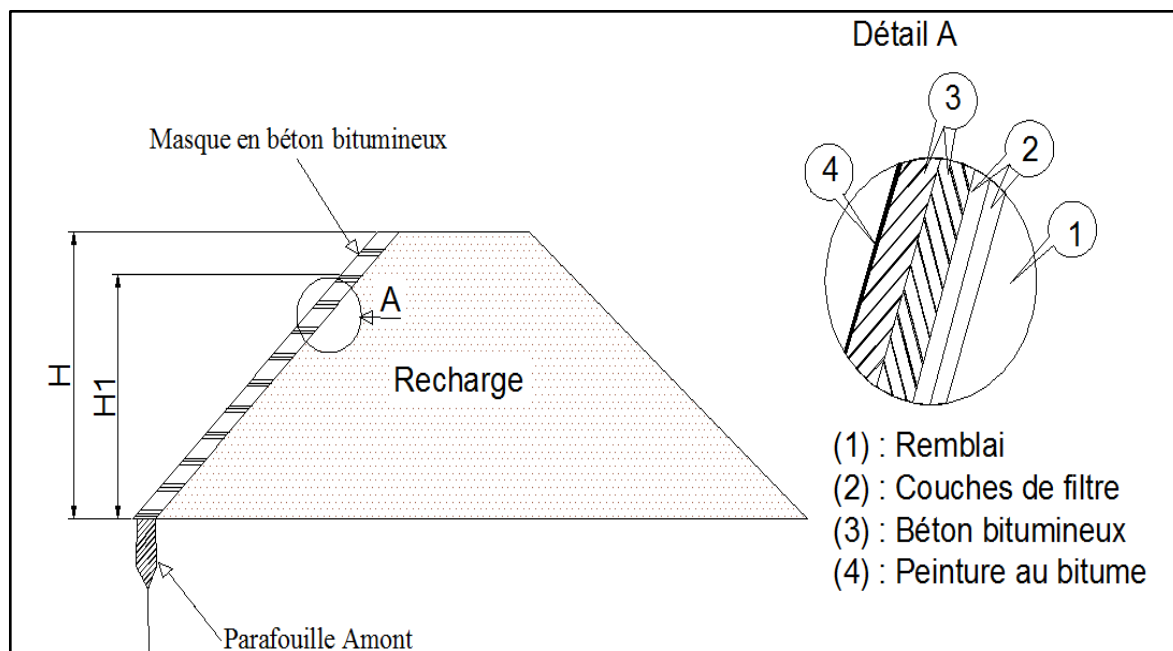


Figure I.4 Masque amont en béton bitumineux

I.3.5 Masque en membrane souple

Le masque en membrane souple est un procédé d'étanchéité relativement récent. Il présente l'avantage d'être très simple à réaliser et résistant physiquement et chimiquement avec toutefois l'inconvénient d'être sensible aux chocs, aux poinçonnements et aux poussées des racines de végétaux. Pour la réalisation de ce type de masque les produits, les plus utilisés sont : le butyle caoutchouc, les matières plastiques, les produits bitumineux etc.

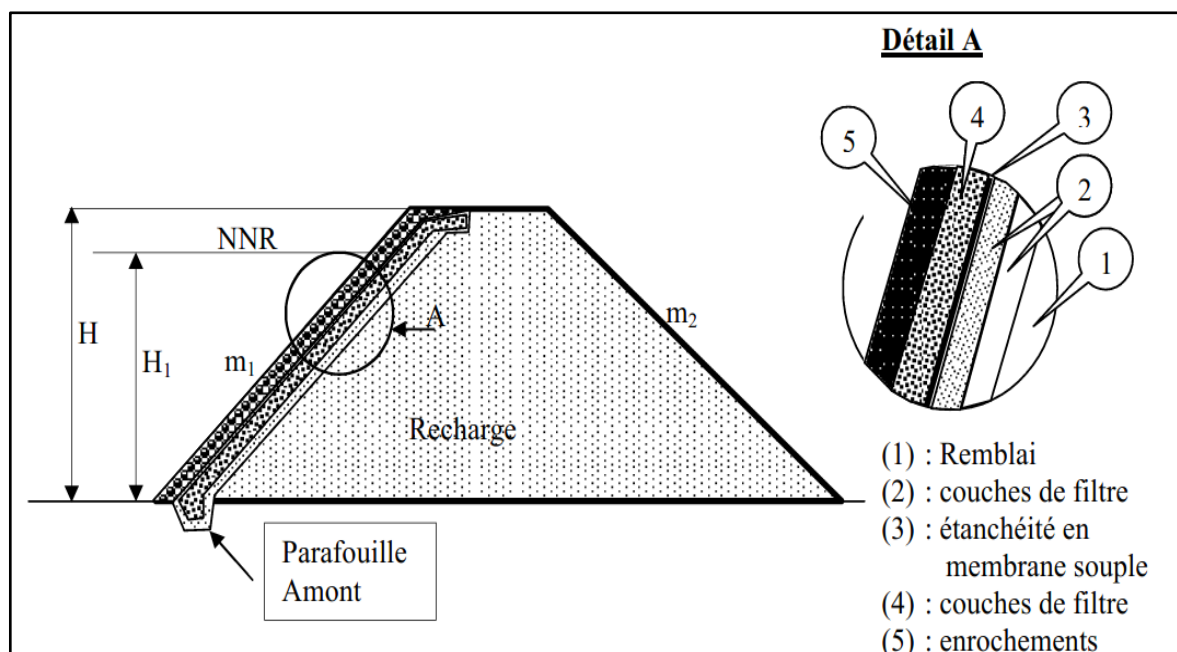


Figure I.5 Masque en membrane souple

I.3.6 Masque en membrane souple

Le masque en membrane souple est un procédé d'étanchéité relativement récent. Il présente l'avantage d'être très simple à réaliser et résistant physiquement et chimiquement avec toutefois l'inconvénient d'être sensible aux chocs, aux poinçonnements et aux poussées des racines de végétaux. Pour la réalisation de ce type de masque les produits, les plus utilisés sont : le butyle caoutchouc, les matières plastiques, les produits bitumineux etc ...

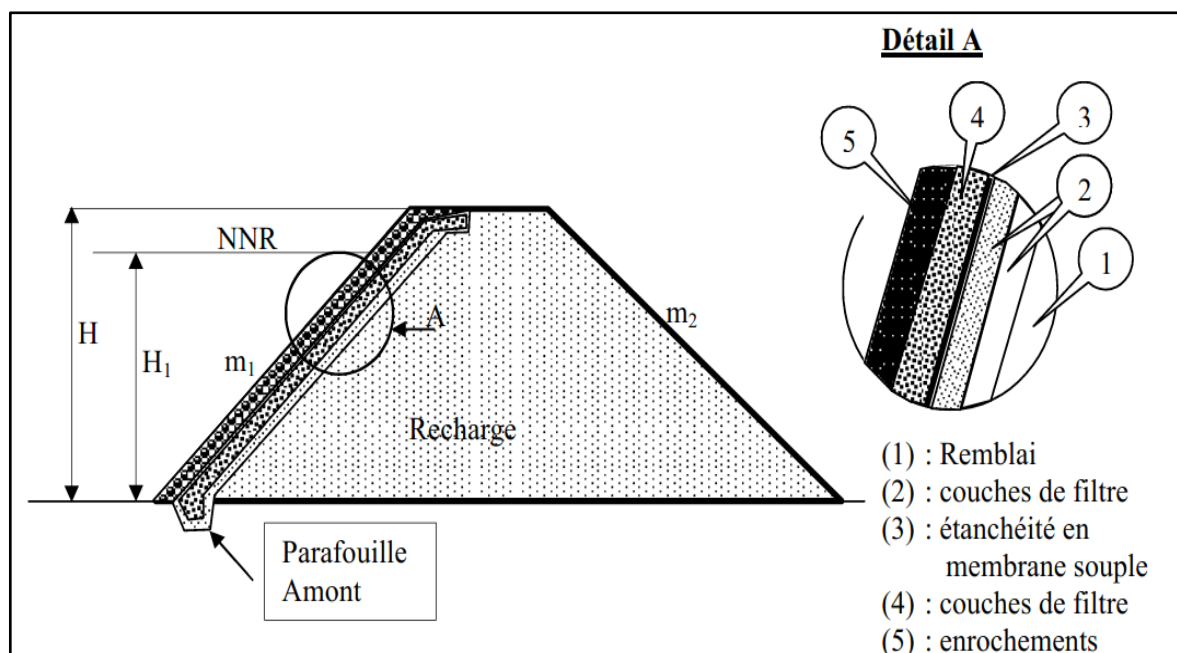


Figure I.6 Masque en membrane souple

I.3.7 Etanchéité des fondations des barrages en terre

Lorsque les fondations du barrage sont imperméables, il suffit d'assurer la liaison entre le massif du barrage et sa fondation en réalisant un ancrage du dispositif d'étanchéité pour empêcher les infiltrations suivant la ligne de contacts entre le barrage et sa fondation.

Dans le cas où les fondations sont perméables, leur traitement est indispensable pour les rendre étanches. Ce traitement est fonction de la nature des matériaux les constituant et de leurs profondeurs.

I.3.7.1 Clé d'étanchéité

C'est une tranchée remplie de matériaux assurant l'étanchéité du massif, qui doit recouper la couche perméable et s'ancrer dans le substratum imperméable Figure I.7. Cette solution est adoptée lorsque l'épaisseur de la couche imperméable n'est pas très grande car l'exécution de la tranchée et son remblayage se fait d'une manière mécanique.

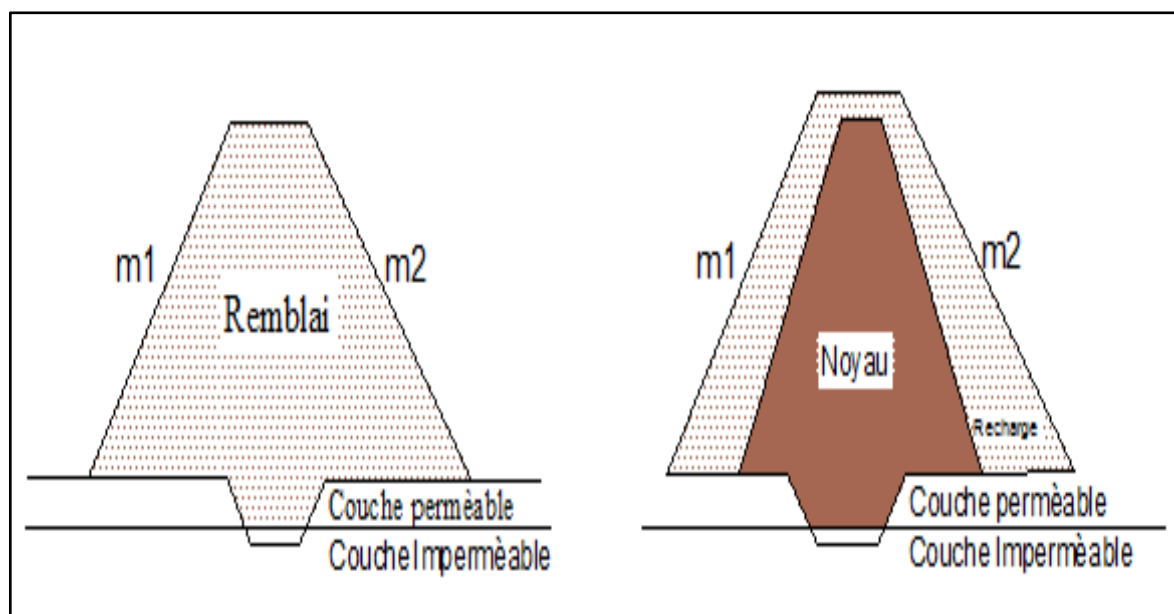


Figure I.7 Clé d'étanchéité

I.3.7.2 Paroi moulée

On appelle paroi moulée un écran vertical construit à partir de la surface des fondations par excavation sans blindage et rechargé de coulis auto-durcis sable de bentonite avec ciment ou en béton plastique. Figure I. 8. Cette technique est envisagée dans les terrains meubles et dans les fondations rocheuses grâce à de nouvelles techniques appelées hydro fraise.

Elle peut entraîner des désordres s'il se produit des déplacements importants, comme le poinçonnement inverse du remblai dans le cas d'un fort tassement de la fondation meuble.

Si cette paroi est située au pied amont du remblai, elle peut subir un cisaillement important dans sa partie supérieure.

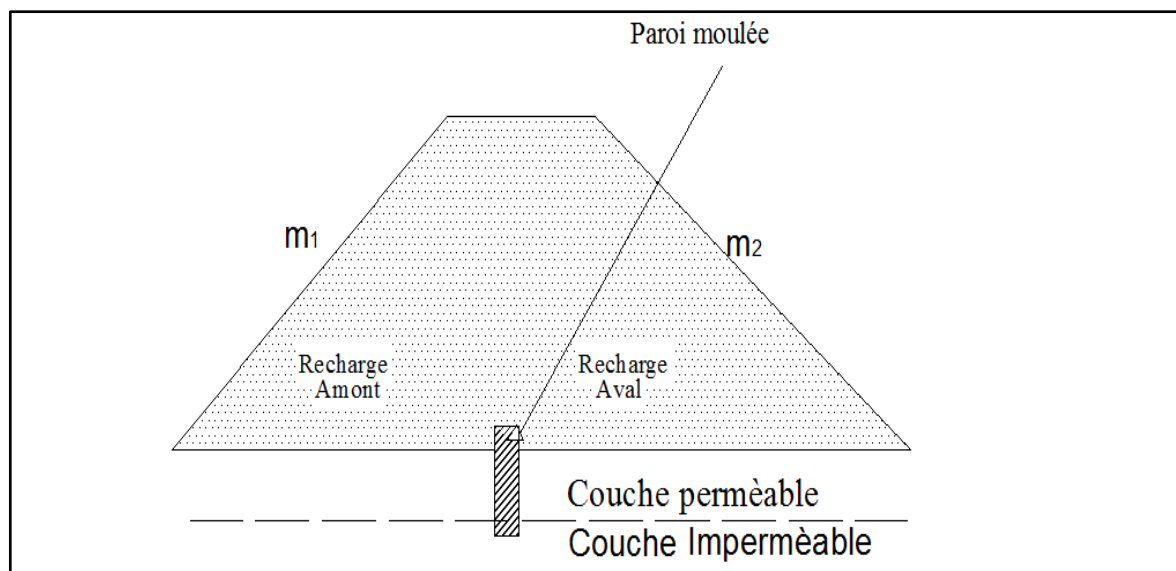


Figure I.8 Paroi moulée

I.4 Barrages en terre à noyau étanche

Dans le cas où la quantité des matériaux imperméables disponibles sur site est insuffisante pour réaliser tout le corps du barrage, on opte le plus souvent pour un ouvrage à zones avec un noyau en argile assurant l'étanchéité. Figure. I-9. La stabilité du massif sera assurée par des zones perméables appelées recharges. Ces recharges peuvent être au nombre variables et disposées différemment d'un barrage à un autre en fonction de la nature du matériau et des conditions spécifiques à chaque barrage.

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

Par contre, pour les ouvrages importants, les matériaux grossiers de recharges sont plus résistants que les matériaux argileux, on peut donc construire des talus plus raides et on contrôle mieux les écoulements dans le corps du barrage.

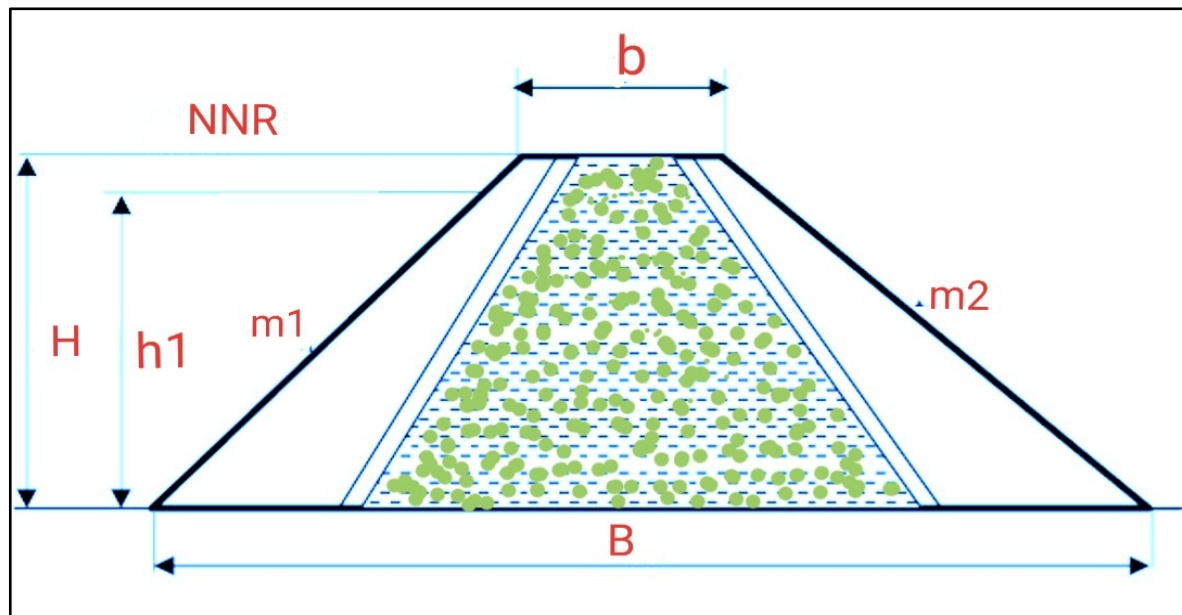


Figure I.9 Barrage en terre heterogene.

I.5 Barrages en terre homogène

Le barrage en terre homogène est constitué d'une masse de sol compacté imperméable (assurant l'étanchéité et la résistance à l'eau) avec un dispositif de drainage dans sa partie inférieure et une protection mécanique contre l'impact de l'eau.

Ces structures sont bien adaptées aux sites avec une fondation déformée. En fait, de conception rustique, ils ont une grande empreinte, génèrent peu de pression, sont principalement accompagnés de gradients de faible débit et peuvent accepter le nivellement des fondations. En revanche, il ne résiste pas bien aux changements rapides de plan d'eau et peu ou pas de submersion. Sa simplicité a permis le développement d'une technique de construction bien maîtrisée tout en garantissant une grande sécurité, cependant ce type de barrage a été principalement adopté pour la construction de réservoirs collinaires et de petits barrages.

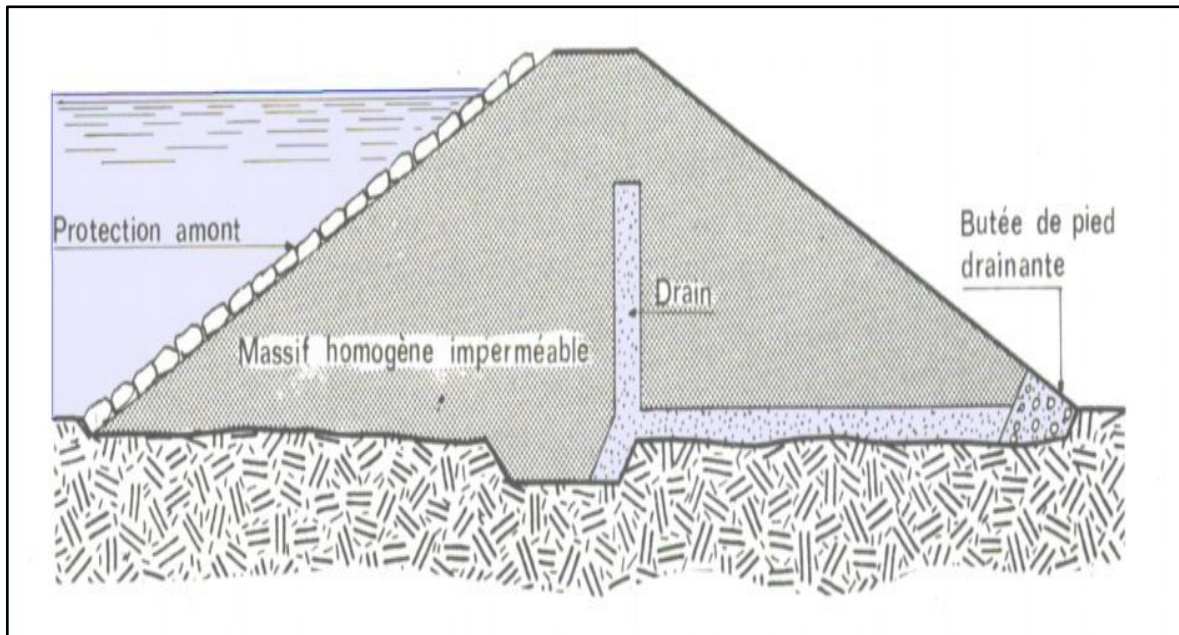


Figure I.10 Barrage en terre homogène

I.5.1 Diaphragme en terre

Si l'on ne dispose pas de matériaux argileux pour réaliser un noyau surant l'étanchéité, on peut recourir à la solution de diaphragme central qui est généralement exécuté sous forme d'une paroi en béton armé ou en béton d'argile (Figure I.11).

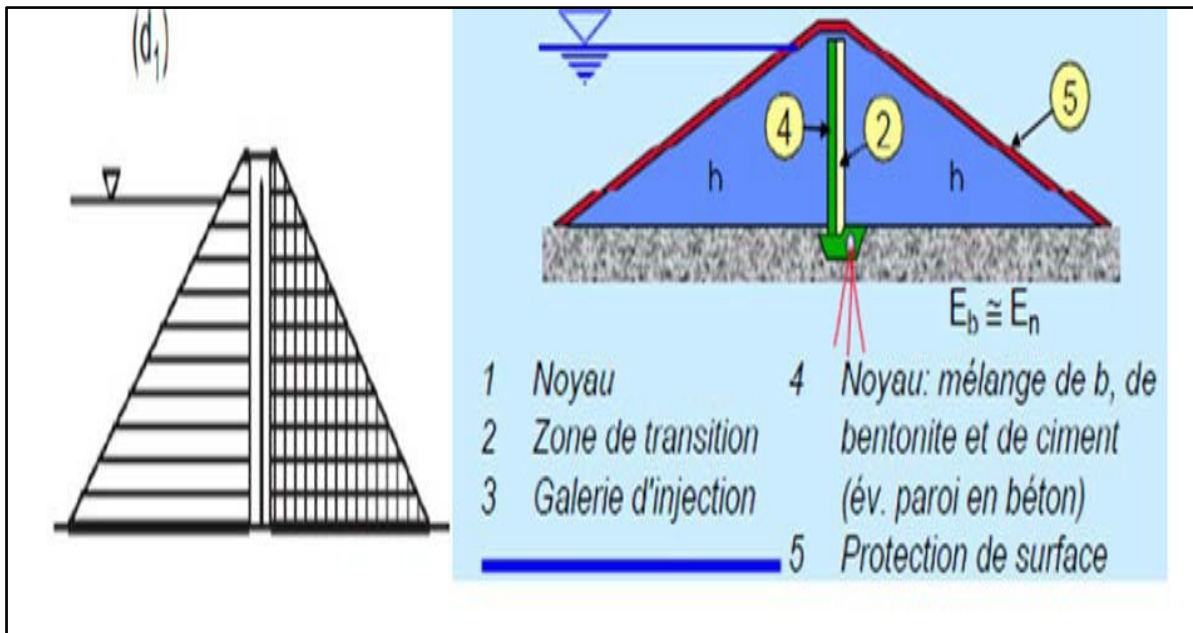


Figure I.11 Diaphragme in terre

I.5.2 Noyau en argile

Le noyau est construit en argile compactée, centré verticalement au milieu du barrage ou incliné à l'amont. Son épaisseur est fixée en fonction de la hauteur du barrage et doit être vérifiée pour que le gradient hydraulique soit admissible et donc éviter l'érosion interne du noyau par les eaux d'infiltration.

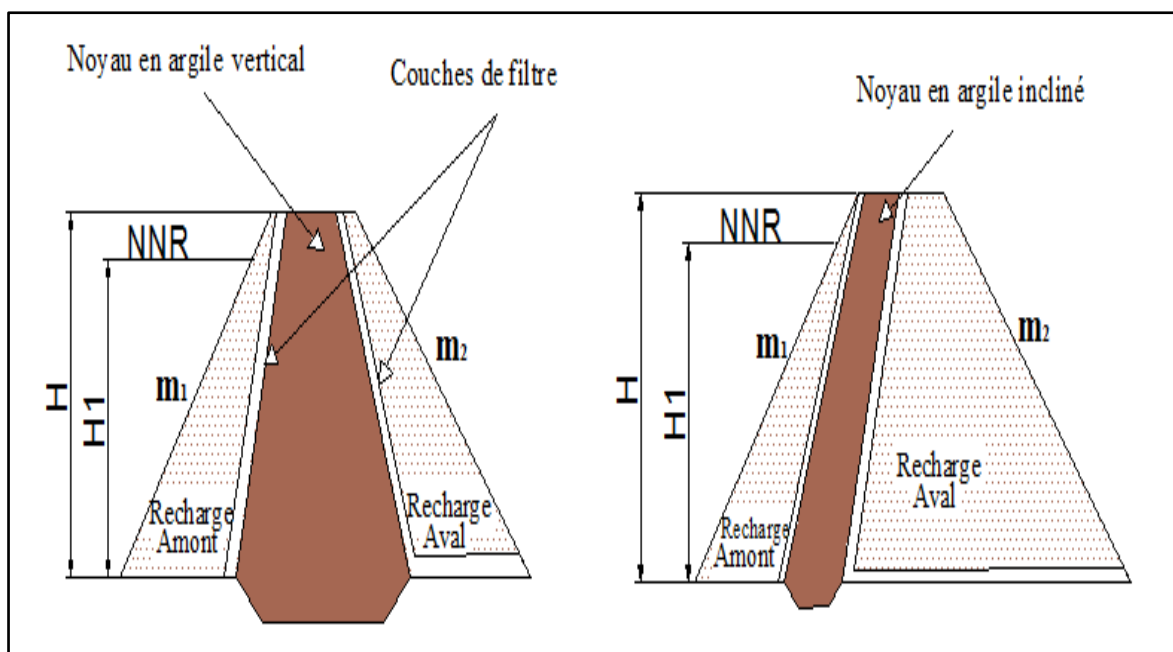


Figure I.12 Noyau en argile verticale inclinée

I.5.3 Traitement des fondations par injection

L'injection consiste à faire pénétrer dans un milieu plus ou moins perméable un matériau comble appelé coulis d'injection. L'injection s'effectue généralement par des forages réalisés dans le milieu à traiter et a pour but le plus souvent d'en améliorer la résistance mécanique et de réduire sa perméabilité. Figure I.14. Les injections sont utilisables aussi bien dans le cas d'une fondation meuble que dans celui de massifs rocheux plus ou moins fissurés. La coupure comporte le plus souvent trois lignes de forages, comme l'injection ne peut être efficace en surface, soit on recoupe les premiers mètres injectés par une clé d'étanchéité, soit on traite à partir d'une certaine hauteur de remblai.



Figure I.13 Image représentant un atelier de forage et pompes d'injection

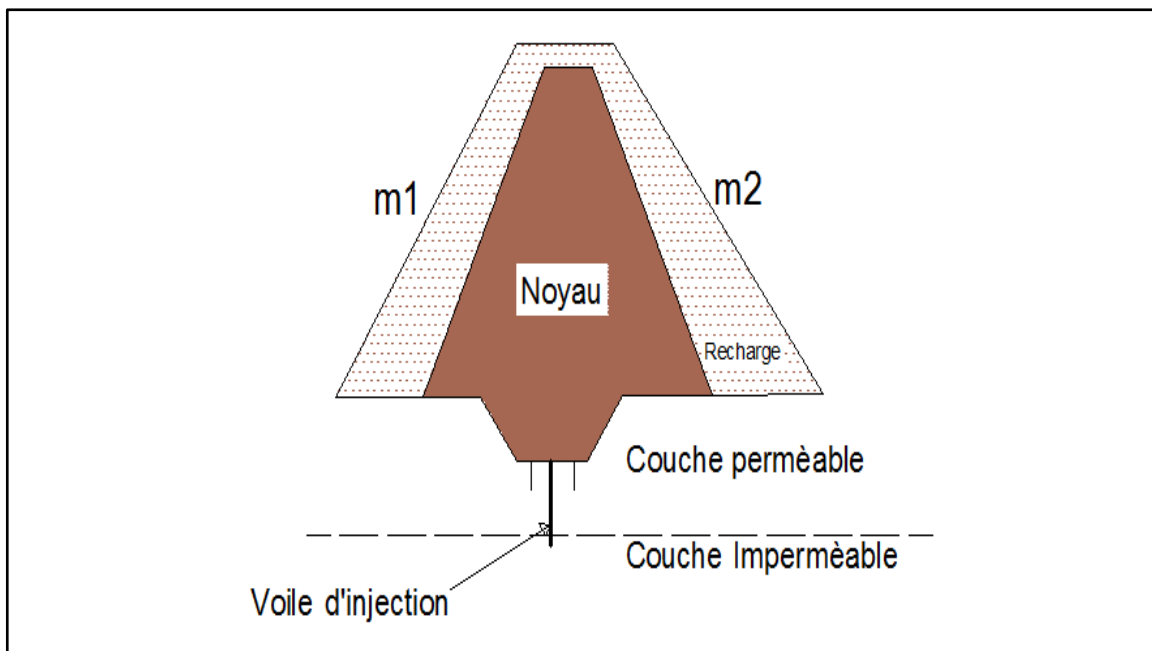


Figure I.14 Voile d'injection

I.5.4 Tapis d'étanchéité amont

Lorsque l'étanchéité de la retenue ne peut pas être réalisée par une coupure au droit du barrage, la solution consiste à étancher la cuvette totalement ou partiellement à l'aide d'un tapis en matériaux argileux compactés. On peut adjoindre aux matériaux argileux des produits d'étanchéité, des polymères synthétiques et de la bentonite pour améliorer son efficacité. Figure I.15.

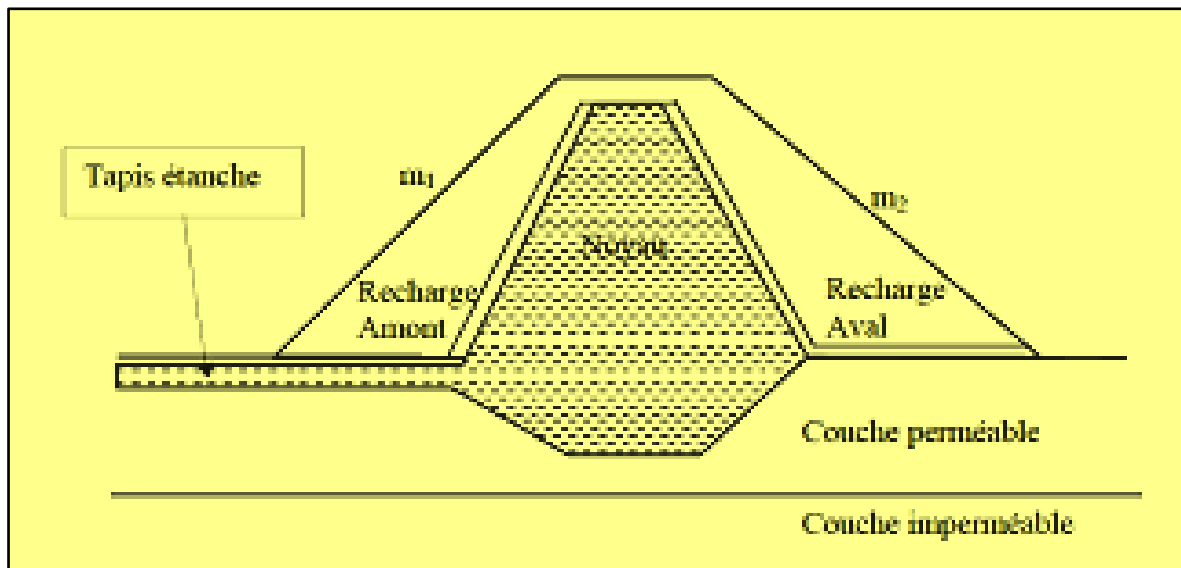


Figure I.15 Tapis d'étanchéité

I.6 rupture de barrage

Une rupture de barrage ou une rupture de barrage est un type de rupture catastrophique caractérisée par la libération soudaine, rapide et incontrôlée de l'eau retenue ou la possibilité de cette libération incontrôlée. Entre 2000 et 2009, plus de 200 ruptures de barrages ont été observées dans le monde. Par exemple, Mashaghin Dam 2020 US.

I.6.1 Les risques de rupture des barrages

Le risque « rupture de barrage » entre dans la catégorie des risques technologiques. Les causes ainsi que les mécanismes en jeu lors d'une rupture sont variables en fonction des caractéristiques propres au barrage. Etat critique de la submersion (cas du barrage de Fergoug, Algérie) la rupture du barrage Fergoug, montre que les premiers barrages ont connu des problèmes de conception du fait que les techniques de réalisations des barrages n'étaient pas alors maîtrisées.

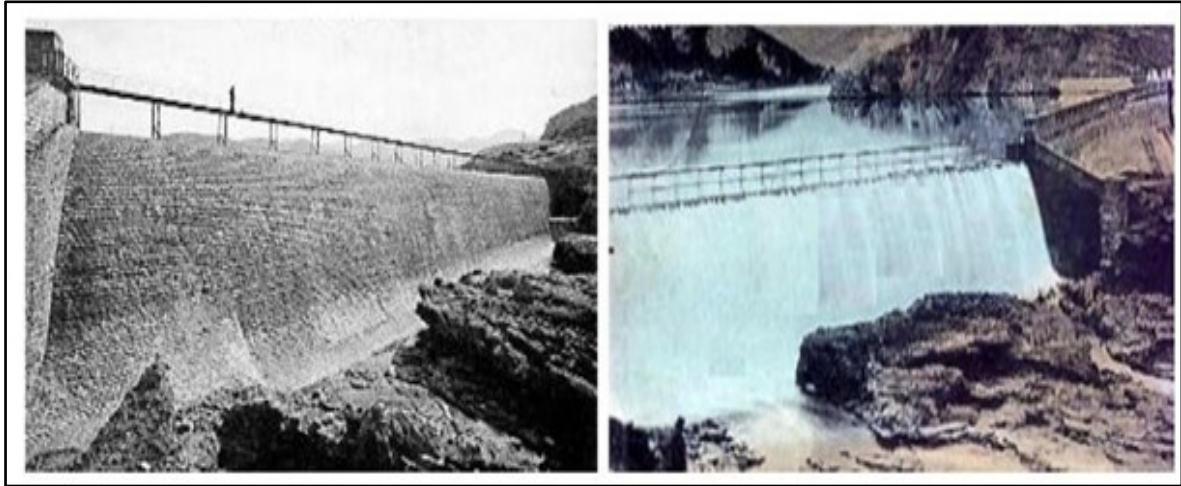


Figure I.16 Barrage Fergougen 1907 avant la rupture et en déversement

I.6.2 Rupture de deux barrages au Michigan

Près de 11000 personnes dans le centre du Michigan ont été évacuées après des brèches des barrages d'Edenville et de Sanford le 19 mai. Barrage de terre Le barrage a reculé sous la pression alors que le niveau de la rivière Tetapawasi s'élevait au-dessus de 11 mètres, ce qui était du jamais vu depuis 500 ans.

L'état d'urgence a été déclaré dans l'état, A. Les habitants demandent maintenant une enquête sur les causes de la rupture, après que des problèmes de capacité de production ont été signalés au barrage d'Edenville au début des années 1990. 66% des barrages du Michigan ont plus de 50 ans [5].



Figure I.17 barrages au Michigan en 05/2020 en u.s.a

I.7 Les accidents les plus graves

Le tableau suivant représente les accidents les plus graves de rupture des barrages dans le monde.

Tableau I.1 Les accidents les plus graves de rupture des barrages [6]

Barrage	Pays	Date de rupture	Hauteur du barrage (m)	Volume de la retenue (m ³)	Nombre de victimes
Barrage en remblai rupture durant la construction					
Panshet	Inde	1961	49	214	1000
Sempor	Indonésie	1967	60	56	200
Barrage en remblai rupture lors de la première mise en eau					
Dale Dyke	Grande-Bretagne	1864	29	3,2	230
Barrage en remblai rupture en service					
Iruhaïke	Japon	1868	28	18	1200
Mill River	États-Unis	1874	13	Inconnu	140
South Fork	États-Unis	1889	21	18	2200
Walnut Grove	États-Unis	1890	33	11	129
Hyogiri	Corée du Sud	1961	15	0,2	139
Nanak Sagar	Inde	1967	16	210	100
Machu	Inde	1979	26	101	2000
Gotvan	Iran	1980	22	Inconnu	200
Kantale	Sri Lanka	1986	27	135	127
Barrage poids rupture lors de la première mise en eau					
Puentes	Espagne	1802	69	13	600
Saint Francis	États-Unis	1928	62	47	450
Barrage poids, rupture en service					
Fergoug I	Algérie	1881	33	30	200
Tigra	Inde	1917	25	124	1000
Malpasset	France	1959	60	49	423
Khadakwasla	Inde	1961	33	137	1000
Barrage à contrefort et voûtes multiples					
Gleno	Italie	1923	35	5	600
Vega de Terra	Espagne	1959	33	7,3	140

I.8 Conclusion

Au terme de ce chapitre consacré aux différents types de barrages en terre, il importe de souligner l'extrême diversité de leur forme, du type de dispositif d'étanchéité adopté. On a également relevé les statistiques d'accidents survenus aux barrages et qui ont été parmi les causes majeures qui ont laissé certains pays réticents sur le choix des barrages en terre ; mais depuis plusieurs décennies la science est arrivée à élucider plusieurs problèmes surtout dans le domaine de la géotechnique ce qui a été de nature à donner plus de confiance en la construction de digues en terre.

Chapitre II

Stabilité des barrages en terre

II.1 Introduction

L'étude de stabilité d'un barrage en remblai est fondamentale dans la mesure où elle doit aboutir pour l'essentiel à la définition de la géométrie de l'ouvrage (pente des talus, en particulier) et du dimensionnement du drainage. Ces deux paramètres conditionnent, bien sûr, le volume et la nature des matériaux à mettre en oeuvre et, donc, le prix de revient final de l'aménagement. En outre, il est évident qu'un barrage mal dimensionné est instable qui porte, d'une part, préjudice à la sécurité des populations, et d'autre part, appellera probablement à des travaux d'entretien (recharge des talus)

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

II.2 Pathologie liée à l'instabilité de l'ouvrage

La stabilité ou son contraire, l'instabilité - est entendue ici au sens mécanique du terme.

Un ouvrage instable mécaniquement se caractérise par l'apparition de désordres dans sa masse qui se traduisent, en surface, par des déformations géométriques décelables, au stade primaire, par l'auscultation topographique.

Il traite des points suivants:

- Analyse des causes de désordres (erreurs d'exécution, instabilité du site, défaut de structures, modification des caractéristiques du sol de fondation, modification de l'environnement).
- Causes liées aux structures (matériaux constitutifs, sous-dimensionnement, faute d'exécution).
- Causes liées aux sols problématiques (sols expansifs, sols effondrables et sols liquéfiables).
- Pathologies des fondations superficielles et profondes.
- Pathologie des ouvrages de soutènement.
- Moyens de prévention et de réparation des ouvrages endommagés.[7]

II.2.1 Modes et mécanismes de rupture rencontrés sur les barrages en remblai

Ce chapitre expose de manière succincte et non exhaustive les principaux mécanismes de rupture rencontrés sur les barrages en remblai. Les processus de vieillissement et de dégradation des barrages en remblai sont essentiellement liés à des mécanismes d'infiltration et d'érosion ou d'instabilité mécanique qui peuvent aboutir aux mécanismes de rupture.

II.2.2 Erosion externe initiée par une surverse

A. Le mécanisme

Lorsque le débit dépasse les capacités d'évacuation des crues, la retenue déverse sur la crête et peut alors éroder le remblai jusqu'à une rupture totale du barrage. Dès le début d'une surverse sur un barrage, l'eau acquiert une forte vitesse sur le talus aval du barrage et l'érode par arrachement des grains qui sont transportés vers le bas. L'arrachement de ces grains supprime la force de butée qu'ils appliquaient aux grains situés à leur amont, qui peuvent à leur tour être arrachés. Le mécanisme est régressif.

B. Les causes

Le mécanisme d'érosion externe induit par une surverse peut être dû à :

- un dimensionnement insuffisant ou un dysfonctionnement de l'évacuateur de crues résultant trop souvent d'un entretien inadapté .
- la présence d'embâcles (arbres, branches, caravanes, etc.) bloquant tout ou partie du seuil déversant .
- des tassements de la crête du remblai initiés par des déformations du remblai ou de la fondation.

C. Les symptômes

Les symptômes du mécanisme d'érosion externe observables sur le terrain sont :

- la surverse (cf. figure II.1).
- le creusement de ravines.[8]

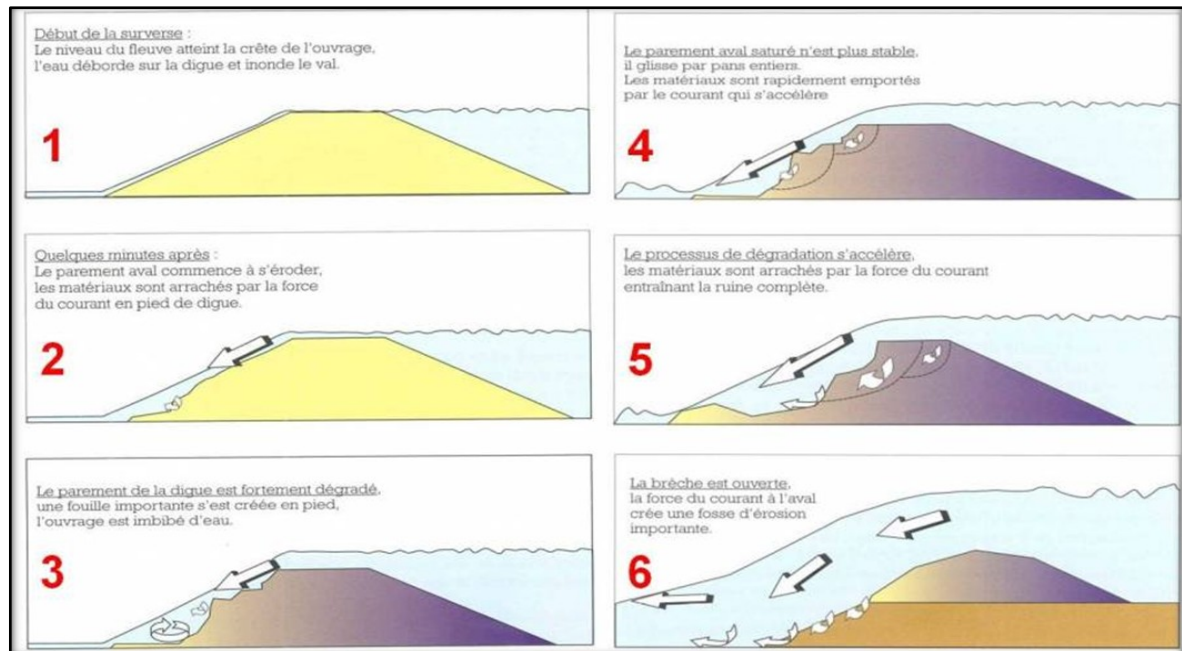


Figure II.1 Brèche initiée par une surverse sur la digue

II.2.3 Erosion interne

A. Le mécanisme

L'érosion interne est un phénomène causé par un écoulement d'eau dans le remblai qui arrache et transporte les particules du sol. Ce mécanisme, qui désigne d'une façon générale dans les ouvrages en remblai les migrations de particules, couvre plusieurs phénomènes (cf. figure II.2):

- **l'érosion de conduit** : un défaut préexistant (par exemple : une fissure, un terrier, un conduit dû au pourrissement de racines) indépendant de l'érosion interne, traverse une partie du remblai ou de sa fondation..
- **l'érosion régressive**: l'écoulement à travers l'ouvrage ou sa fondation entraîne des particules au débouché aval. Cela crée un conduit ou une perte de matière qui progresse vers l'amont.
- **l'érosion de contact**: l'écoulement interne traversant une couche de sol grossier au contact d'une couche de sol fin peut entraîner les particules de sol fin le long du contact des deux couches (par exemple: entre un remblai constitué de matériaux fins et sa fondation grossière).
- **la suffusion**: l'écoulement traversant un matériau à granulométrie discontinue ou étalée entraîne les particules de la fraction fine libres de se mouvoir à travers les vides des particules grossières.[9]

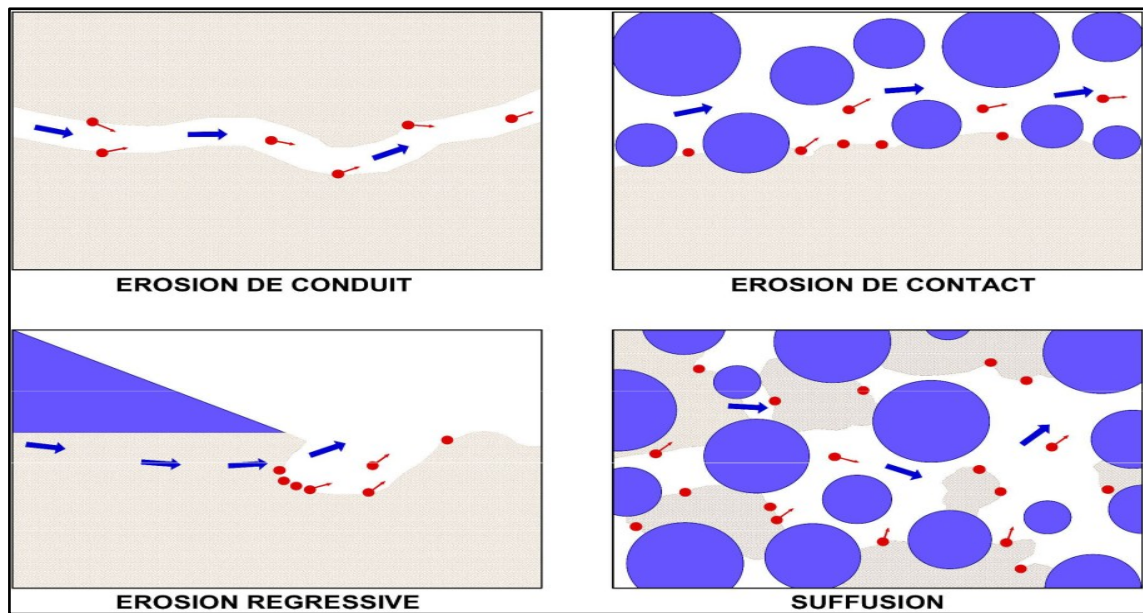


Figure II.2 Schémas des différents mécanismes d'érosion interne (d'après R. Béguin, 2011)

Le mécanisme d'érosion interne se produisant au cœur de l'ouvrage ou de sa fondation, il peut être décelé visuellement par la détection de fuites plus ou moins chargées en particules fines débouchant sur le parement aval ou au pied aval du remblai.

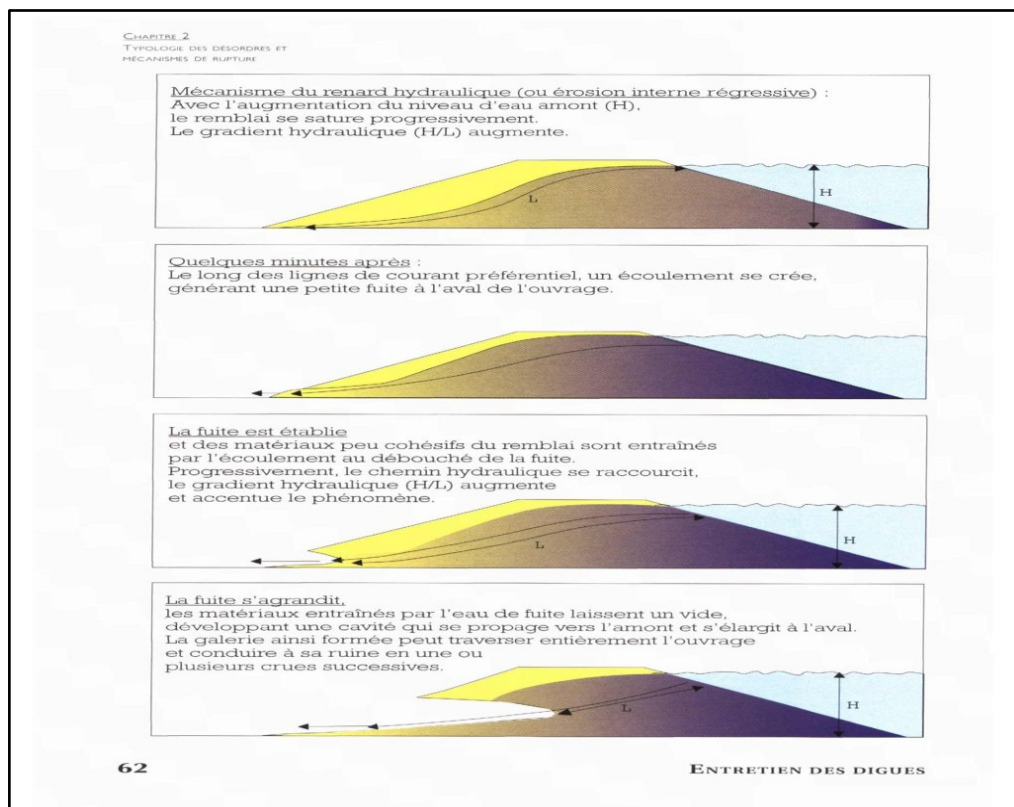


Figure II.3 les étapes l'érosion interne

B. Les causes

Le mécanisme d'érosion interne peut être dû à :

- la défaillance du système matériau grossier et un matériau fin.
- la défaillance du système de drainage (colmatage, contournement, rupture).
- un sous-compactage des couches de matériaux constituant le remblai.
- l'écoulement non contrôlé le long d'une conduite de vidange (ou autre) ou la défaillance de la conduite .
- la présence de terriers (animaux fouisseurs) dans le corps du remblai.
- la présence de végétation arborée sur le remblai dans lequel le système racinaire peut s'implanter et se développer.
- d'étanchéité.
- l'absence de filtre ou des conditions de filtre non respectées entre un

C. Les symptômes

Les symptômes du mécanisme d'érosion interne observables sur le terrain sont :

- La formation d'un vortex dans la retenue :
- Le fontis.
- L'apparition d'une fuite avec éventuellement la présence de grains de sol
- L'apparition d'une zone humide.

II.3 Glissement plan

Ce type de glissement se produit lorsque, le massif en pente est constitué de sols par exemple meubles reposant sur un substratum, ou lorsque le massif est constitué de plusieurs couches de caractéristique physico – chimiques et mécaniques différentes.

Les glissements plans qui se produisent par cisaillement et par translation sur un plan incliné plus ou moins régulier, où la masse en mouvement se comporte comme un monolithe dont les déformations sont très petites et très localisées au niveau de la surface de rupture.[10]

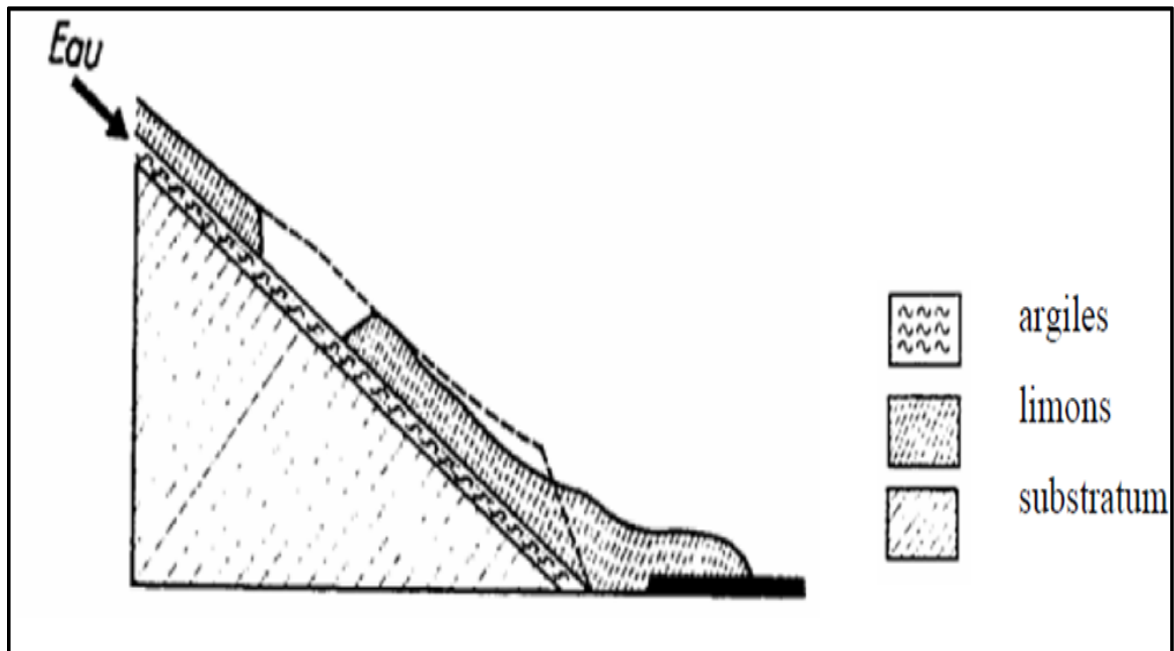


Figure II.4 Le glissement plan d'un talus

II.3.1 Glissement circulaire

Les causes d'instabilité peuvent être dues soit à une augmentation des sollicitations, soit à une modification des caractéristiques mécaniques (perte de résistance au cisaillement) des sols. Ce type de glissement est très fréquent. La surface de rupture correspondante a une forme simple et peut être assimilée à un cylindre dans la plupart des cas; voir (Figure II.5).sa projection sur le plan transversal correspond à un arc de cercle, d'où le nom de glissement circulaire. Les glissements qui se traduisent par un basculement de la masse le long d'une surface (glissements superficiels) ou en profondeur (glissements profonds).[11]

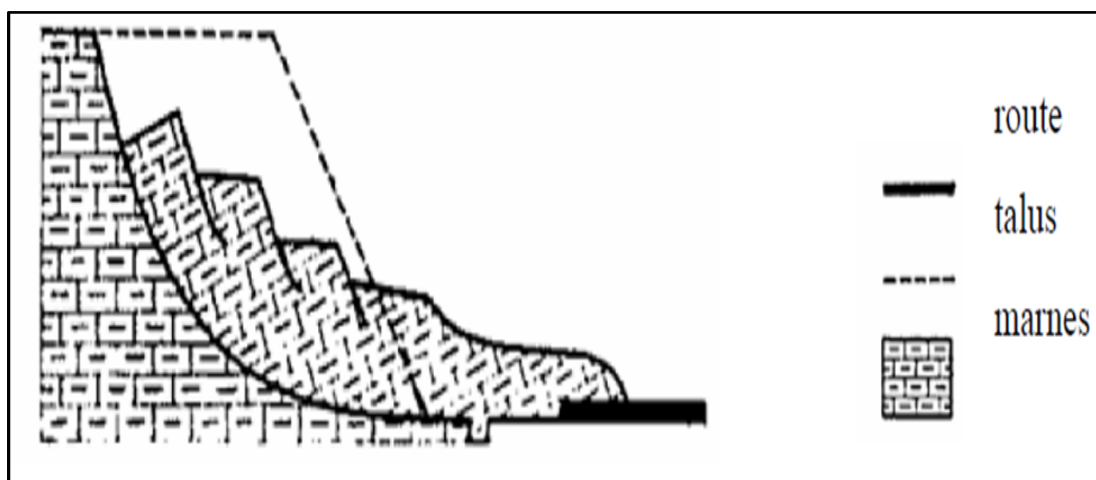


Figure II.5 Le glissement circulaire d'un talus

II.3.2 Le mécanisme de glissement [11]

- La défaillance du système d'étanchéité.
- La défaillance du système de drainage (colmatage, contournement, rupture).
- L'augmentation des pressions interstitielles dans le remblai.
- La déformation ou la fracturation du remblai.

Les symptômes du mécanisme de glissement observables sur le terrain sont:

- Le bourrelet au pied aval.
- L'ondulation de peau sur le parement.
- Le glissement de peau sur le parement.
- La fissuration en crête ou sur le parement aval

II.4 Calcul de stabilité

II.4.1 Notion du coefficient de sécurité

Le principe de calcul de stabilité des talus consiste à déterminer le facteur de sécurité F_s par lequel il faut diviser la résistance de la surface de glissement pour que la masse potentiellement stable soit à la limite de l'équilibre. Il existe plusieurs définitions possibles du coefficient de sécurité chacun présente des avantages et des inconvénients. Nous citons ci-dessous un certain nombre de ces définitions :

$$F_s = \frac{\Sigma \text{Moments résistants}}{\Sigma \text{Moments moteurs}}$$

→ $F_s > 1$; Il n'y a pas une rupture.

→ $F_s < 1$; Il y a une rupture.

→ $F_s = 1$; Il y a un équilibre limite

→

L'analyse de stabilité consiste alors à rechercher la surface de rupture la plus défavorable, c'est-à-dire, dont le coefficient de sécurité est le plus faible.

Généralement, un coefficient de sécurité varie de 1.0 à 1.5 est souhaité suivant les cas d'étude défavorables.

II.4.2 Méthode des tranches

La méthode des tranches est dite méthode Suédois. Elle a été étudiée par Petterson et développée par Fellenius, Bishop et Nonveiller.

Son principe est basé 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.[5]

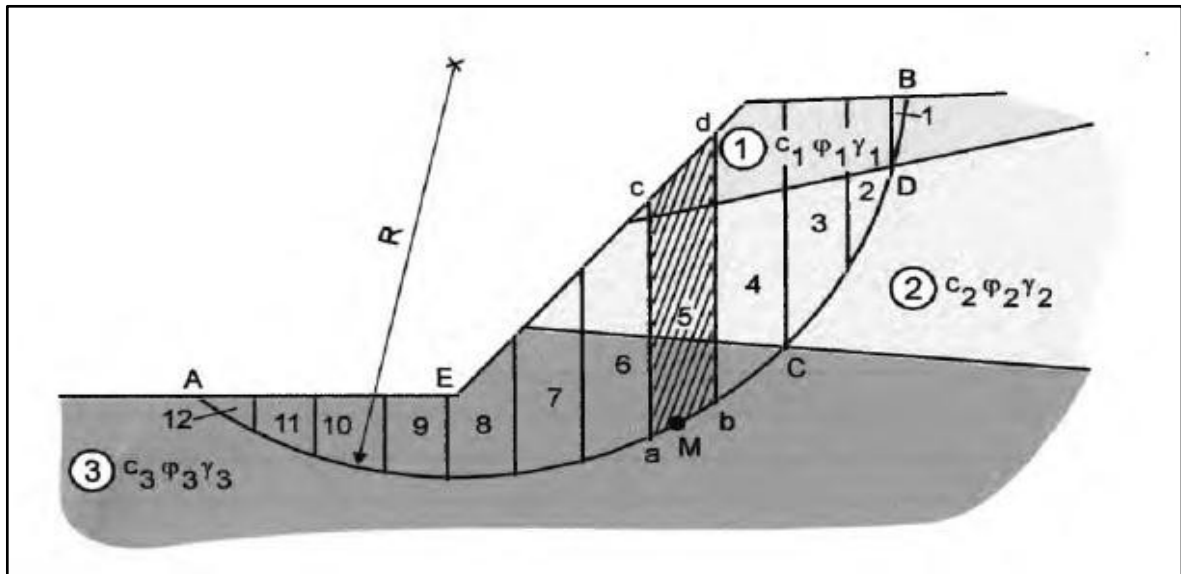


Figure II.6 La masse du talus découpé en tranches

II.4.3 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 de « contact » inter-tranches ont une résultante nulle pour chacune des tranches.

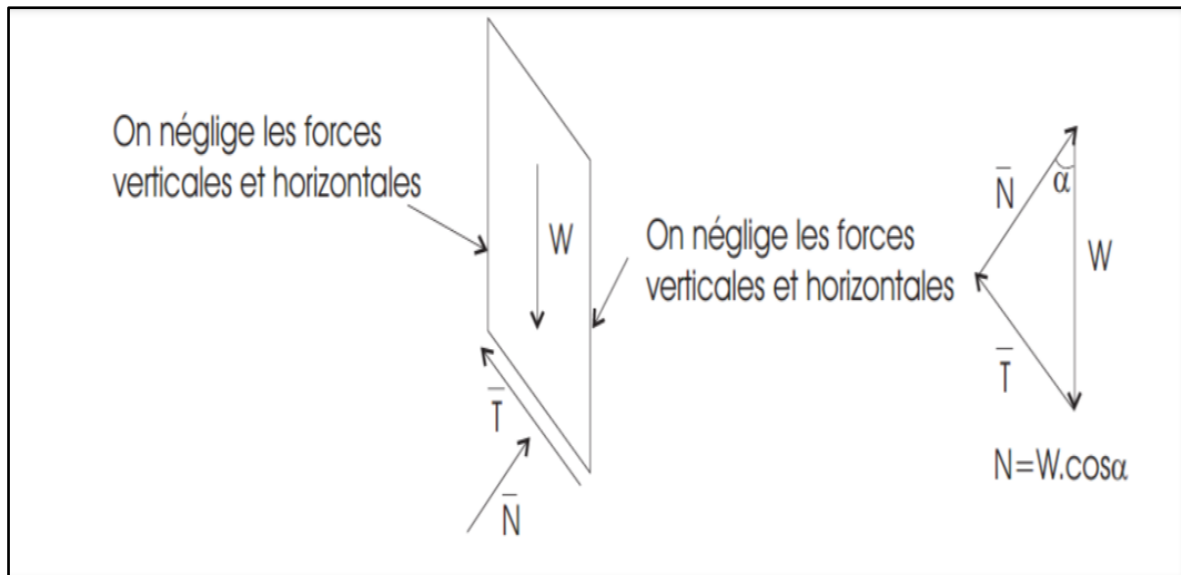


Figure II.7 Force appliquées sur une tranche dans la méthode de Fellenius[7]

Pour chaque tranche verticale, on détermine alors les efforts suivants :

- le poids W_i de la tranche
- la composante motrice du poids soit $T_i = W_i \sin(\alpha_i)$ où α_i est l'inclinaison locale de la surface de rupture avec l'horizontale
- la composante normale du poids sur la surface de glissement soit
- $N_i = W_i \cos(\alpha_i)$
- la résultante des forces de pressions interstitielles sur la base de la tranche. Si U_i est la pression et b_i l'épaisseur horizontale de la tranche, la résultante des forces de pression est:
- $P_i = U_i \cdot b_i \cos(\alpha_i)$
- la contribution de la cohésion C_i à l'effort résistant
- $C_i := C \cdot b_i \cos(\alpha_i)$
- la contribution du terme de frottement à la résistance :
- $(N_i - P_i) \tan \varphi$

Finalement, le coefficient de sécurité pour un cercle de glissement donné vaut :

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

II.4.4 La méthode de Bishop simplifiée

Dans la méthode simplifiée de Bishop, les forces sur les côtés de la tranche sont supposés être horizontales (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. Se référant à la tranche illustrée dans la figure suivante et on détermine les forces verticales, l'équation de l'équilibre suivante peut être écrite pour les forces dans le sens vertical : $N \cdot \cos\alpha + T \cdot \sin\alpha - W = 0$

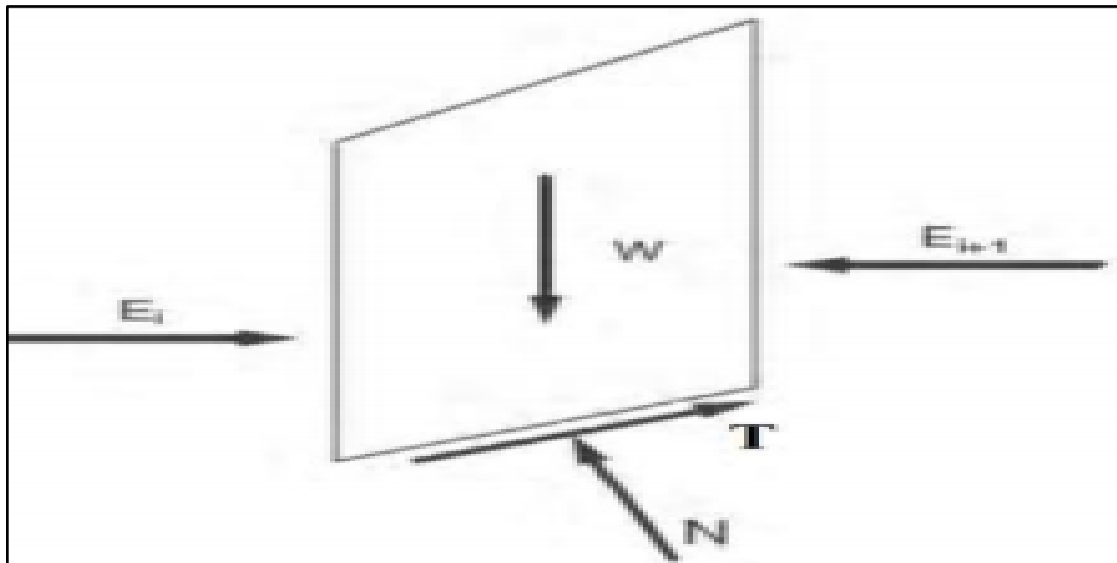


Figure II.8 Représentation des forces sur une tranche, méthode de Bishop

Pour en établir les formules générales, nous utiliserons les notations suivantes :

W : Poids de la tranche.

u : Pression interstitielle au niveau de la surface de glissement

F_s : Coefficient de sécurité

b : Largeur de la tranche

C' : Cohésion effective le long de ab

φ' : Angle de frottement interne effectif du sol le long de ab

L'expression finale du coefficient de sécurité de la méthode de bishop simplifiée s'écrit comme suite

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

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. [5]

II.5 Méthodes de calcul de stabilité sous séisme

Prendre cet aspect en compte est très important en zone sismique (plusieurs ouvrages à travers le monde ont cédé suite à des tremblements de terre). Les méthodes employées pour apprécier

la stabilité des ouvrages en séisme sont pseudo-statique ou dynamiques. Pour les petits ouvrages et un séisme faible ou modéré, on se contente généralement d'utiliser la méthode pseudo-statique. Lorsque l'ouvrage est plus sensible et le séisme plus important, il est recommandé d'utiliser des méthodes plus représentatives prenant en compte le comportement dynamique des sols.

II.5.1 Méthode pseudo-statique

C'est la méthode la plus généralement utilisée dans le cas des petits et moyens barrages. L'effet du séisme est exprimé par une force horizontale équivalente. La magnitude de cette force est considérée comme une fraction du poids de l'ouvrage (Figure).

Dans le cas de l'application de la méthode des tranches de Fellenius, la force sismique P_s est calculée pour chaque tranche. Elle s'exprime sous la forme (Rolley, Kreitmann et al. 1977):

$$P_s = \beta \cdot K \cdot w$$

β est un coefficient qui dépend des caractéristiques dynamiques de l'ouvrage au séisme ($\beta = 1.5$)

K : est un coefficient qui dépend du degré de séismicité de la zone et du degré d'importance de l'ouvrage ($k \approx 0.025$).

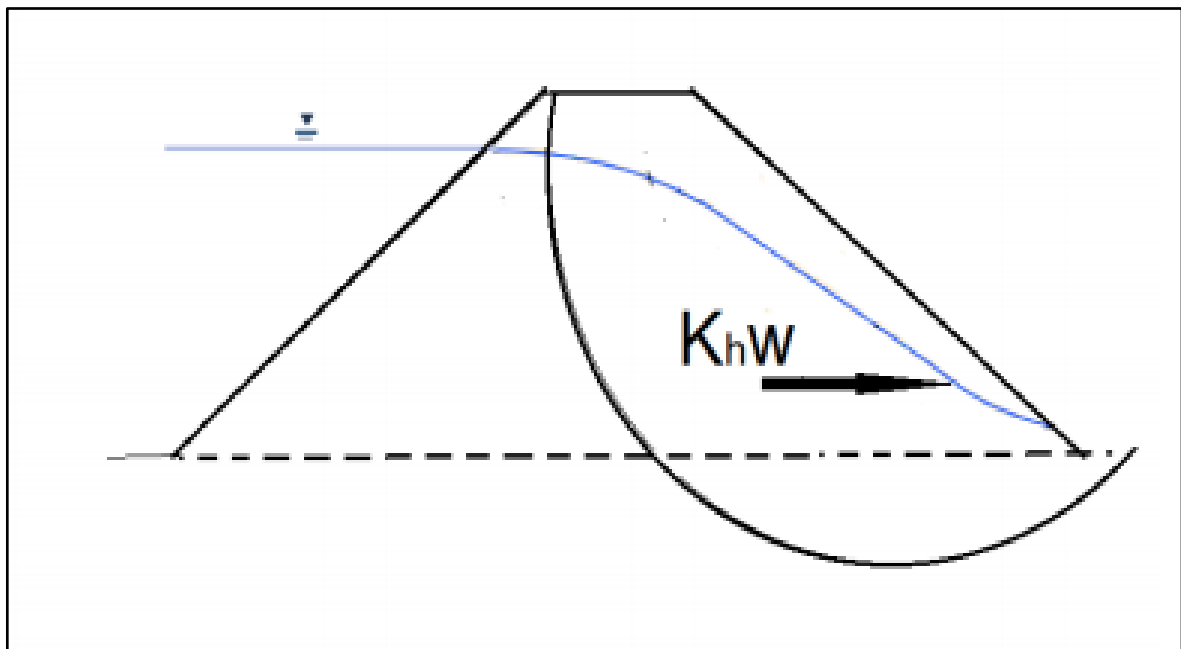


Figure II.9 Sollicitation pseudo-statique

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. [11]

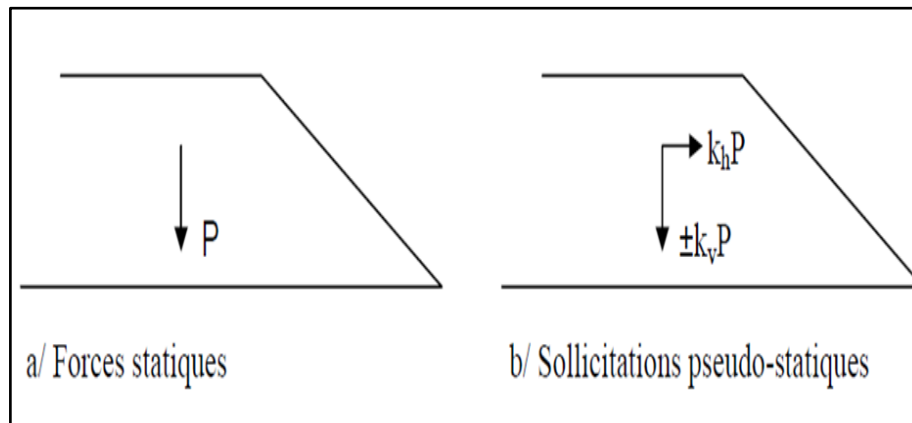


Figure II.10 Forces pseudo-statiques apportées à un talus [12]

Le coefficient de sécurité F_s , calculé par la méthode de Bishop, est donné par l'expression suivante :

$$F_s = \frac{\Sigma C' + (\gamma h - u) \tan \phi'}{\frac{1 + \tan \alpha \tan \phi'}{F_{\text{fillenius}}}} \frac{1}{\Sigma \gamma h [\sin \alpha + k_h' (\cos \alpha - YG - YR) + k_v']}$$

Où

XG et YG : coordonnées du centre de gravité de la tranche considérée

$-C'$ et ϕ' : paramètres de cisaillement du sol au niveau de la tranche

$-\alpha$: inclinaison de la tranche i par rapport à la verticale passant par le centre du cercle

$-u$: pression interstitielle dans la tranche

$-k_h'$ et k_v' : coefficients d'accélération sismique horizontale et vertical respectivement

$-R$: rayon du cercle de glissement.

Les deux coefficients k_h et k_v dépendent des formations géologiques du site. Le tableau II.1 donne la classification des sites sismiques [12].

Tableau II.1 Classification des sites sismiques.

Site	Description
S0	Rocher sain ou sol de bonne à très bonne résistance (sables et graviers compacts, marnes et argiles raides très sur consolidées)
S1	Rocher altéré ou sol de résistance moyenne (sables et graviers moyennement compacts, marnes et argiles moyennement raides)
S2	Sol de faible résistance (sables et graviers lâches, argiles molles, craies altérées, vases) sur une faible épaisseur

S3	Sol de très faible résistance (sables et graviers lâches, argiles molles, craies altérées, vases) sur une grande épaisseur
----	--

II.5.2 Coefficient de sécurité de stabilité

Le facteur de sécurité minimal (F_s) adopté est assez rarement à 1,5. Il peut quelquefois être égal à 2, pour des ouvrages dont la stabilité doit être garantie à tout prix (grand risque pour les personnes, site exceptionnel). Ou pour des méthodes dont l'incertitude est grande (analyse en contrainte totale avec risque d'erreur sur la valeur de la cohésion drainée

Une fois le coefficient de sécurité déterminé, il s'agit de conclure si l'ouvrage serait stable ou non. Pour cela, il est nécessaire de comparer le coefficient critique à un coefficient dit admissible. Ce coefficient de sécurité est fixé d'après l'expérience et il varie selon que l'on se trouve dans le cas de sollicitation normale ou exceptionnelle.[12]

Tableau II.2 Valeurs du coefficient de stabilité admissible

Combinaison des forces appliquées	Valeur du coefficient admissible
Conditions normales	1.3 à 1.5
Conditions exceptionnelles	1.05 à 1.10

II.6 conclusion

L'analyse de la stabilité des pentes des barrages en terre s'effectue couramment à la rupture à l'aide des approches analytiques (méthode d'équilibre limite). La stabilité des barrages en terre est abordée sous ses deux formes tout en précisant les méthodes de détermination du réseau d'écoulement. Sur le plan 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.

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

Chapitre III

Description générale du barrage de M'DJEDEL

III.1 Introduction

La ville de M'djedel est située en Algérie, dans l'Etat de M'sila, arrondissement auquel appartient la commune de Mana'a, avec une population actuelle de 40 000 habitants. C'est une zone agricole et pastorale touristique caractérisée par des forêts denses d'une variété de plantes et d'animaux

L'achèvement du projet du barrage M'djedel dans l'Etat de M'sila, d'une capacité de 15 millions de mètres cubes, au cours de l'exercice 2021

La réalisation de ce projet, qui sera orienté vers l'irrigation de 3000 hectares de terres agricoles et l'approvisionnement des zones résidentielles voisines, sera proposée au cours de l'exercice 2021.

III.2 Situation et Accès

Localité qui porte le même nom que l'oued, dans la wilaya de M'Sila, à moins de 55 km de la ville de Bou Saada, et à environ 200 km de la cote méditerranéenne.

Le site du barrage de M'djedel est montré sur le plan de situation sur la Figure 2-1. Les coordonnées de ce site sont les suivantes :

Carte d'état : M'DJEDEL NI 31 XXII- 8 OUEST

Echelle : 1 : 50 000 Coordonnées Lambert du site :

X = 562.671

Y = 3887.145 Z = 869 m NGA

La densité de ces relevés n'étant pas suffisante pour permettre de définir précisément le projet, un nouveau relevé topographique a été effectué en 2010, permettant de compléter la topographie initiale dans certaines zones et d'étendre le relevé jusqu'à des cotes altimétriques supérieures.

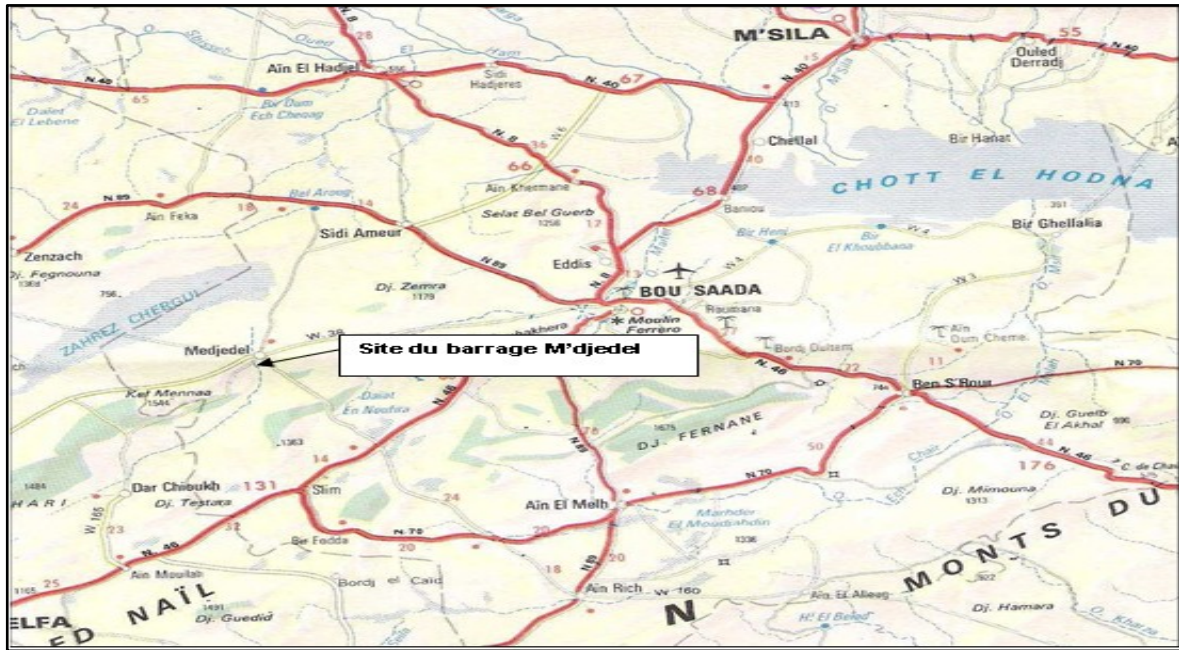


Figure III.1 Plan de situation du site du barrage de M'djedel

III.3 Caractéristiques hydrologiques et autres paramètres du barrage

III.3.1 Le barrage et sa retenue

Type du barrage	en terre
Cote de retenue normale	902.50 m NGA
Cote des plus hautes eaux	906.50 m NGA
Aire de la retenue à la cote de RN	168 ha
Volume de la retenue à la cote de RN	14.9 hm ³
Superficie du bassin versant	645 km ²
Précipitations annuelles moyennes	278 mm
Apport annuel moyen (année médiane)	9.34 Mm ³
Débit de pointe de la crue de projet	1475 m ³ /s
Volume de la crue de projet	65 hm ³

Les caractéristiques de la retenue ont été établies sur la base du levé au 5000^{ème} de la cuvette. La loi Hauteur/Superficie/Volume est présentée dans le Tableau 2-1 et illustrée sur la Figure

Tableau III.1 Loi Hauteur/Surface/Volume

Cote NGA(m)	Surface (ha)	Volume (hm ³)
872.00	0.0	0.00
873.00	0.2	0.00
874.00	0.7	0.01
875.00	1.8	0.02
876.00	3.0	0.04
877.00	4.3	0.08
878.00	5.2	0.13
879.00	6.6	0.19
880.00	8.3	0.27
881.00	9.5	0.37
882.00	11.8	0.48
883.00	14.4	0.61
884.00	16.7	0.77
885.00	20.4	1.01
886.00	23.4	1.19
887.00	26.9	1.49
888.00	31.3	1.76
889.00	35.6	2.10
890.00	40.8	2.50
891.00	45.8	2.95
892.00	53.7	3.49
893.00	61.0	4.08
894.00	69.1	4.77
895.00	77.9	5.54
896.00	88.6	6.42
897.00	99.2	7.40
898.00	112.7	8.53
899.00	123.7	9.74
900.00	134.8	11.05
901.00	145.8	12.49
902.00	161.3	14.08
903.00	174.3	15.78
904.00	186.3	17.61
905.00	200.1	19.58
906.00	218.6	21.78
907.00	235.0	24.09
908.00	251.2	26.57
909.00	269.2	29.22
910.00	288.6	32.07

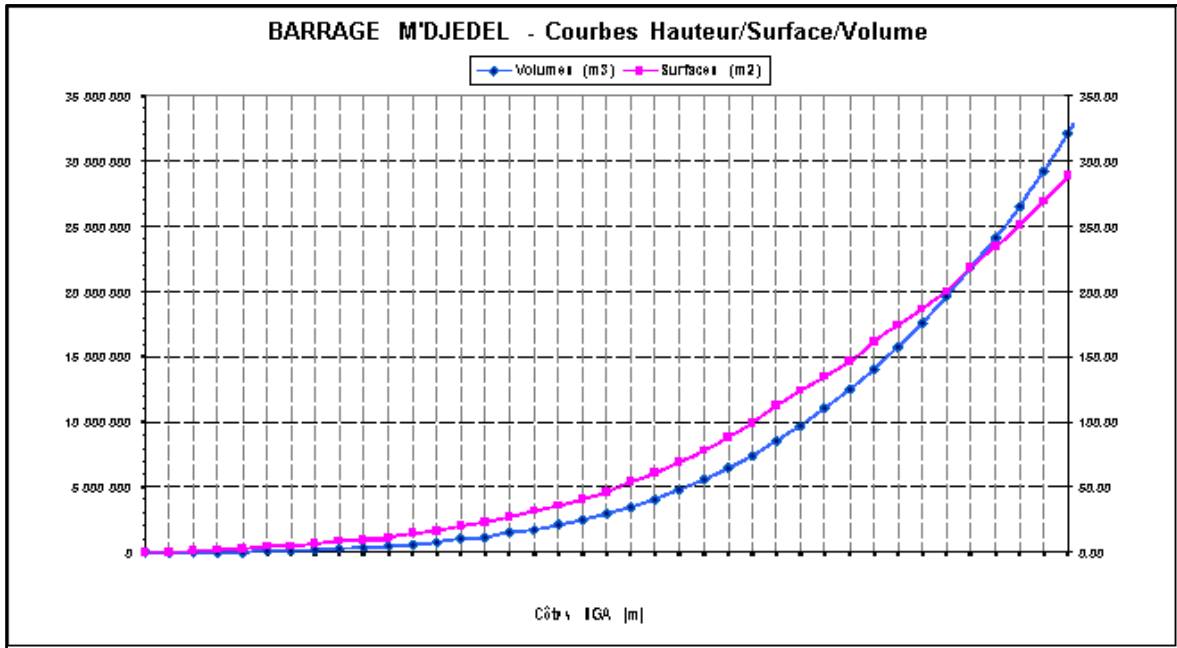


Figure III.2 Loi Hauteur/Surface/Volume

III.3.2 La digue principale

La digue ou le barrage principal est une section souvent relativement épaisse, dont la propre masse suffit à résister à la pression exercée par l'eau et la forme est dans la plupart des cas simple (triangle-rectangle).

Le remblai se compose de recharge en enrochement compacté supportant un noyau en argile incliné, les deux matériaux étant séparés par un filtre à deux zones, le talus amont du remblai est protégé contre le batillage par un RipRap. Les volumes de remblai correspondant aux différents éléments sont :

Type.....Digue en remblai avec géomembrane amont .Dépôts alluviaux, argile. Terrain de fondation.....limono-sableuse, marnes et calcaires

- Hauteur maximale sur fondation 41 m
- Longueur en crête 750 m
- Largeur en crête..... 6 m
- Largeur maximale au niveau du terrain naturel..... 177 m
- Fruit du parement amont 2.3H/1V
- Fruit du parement aval..... 1.7H/1V
- Cote de crête du barrage 908.00 m NGA

Cote du seuil du déversoir	902.50 m NGA
Volume total du corps du barrage	1257.000m ³
Alluvions	531 361 m ³
Enrochements	650 956 m ³
Rip-rap	50 225 m ³

III.3.3 Caractéristiques des matériaux

Une étude bibliographique sur les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés ainsi qu'une analyse de sondages réalisés dans le cadre de l'étude géotechnique (mission 3) ont été réalisées.

Cela a permis de retenir les valeurs suivantes :

III.3.3.1 profil en fond d'oued

Tableau III.2 caractéristiques des matériaux pour le calcul de stabilité de base en fond d'oued

	Poids volumique (kN/m³)	Angle de frottement (°)	La Cohésion (Kpa)	K-saturation (m/sec)
Alluvions du barrage	21	32	0	1.E-04
Enrochements	23	43	0	1.E-02
Couche 2 de fondation (alternance marno-calcaire)	22	28	5	1.E-06
Alluvions en place en fond d'oued	21	32	0	1.E-03
Géomembrane et paroi moulée	-	-	-	1.E-09
Gravier	17.5	32	0	1.E-02

III.3.3.2 profil en rive droite

Tableau III.3 caractéristiques des matériaux pour le calcul de stabilité de base en rive droite

	Poids volumique (kN/m ³)	Angle de frottement (°)	La Cohésion (Kpa)	K-saturation (m/sec)
Alluvions du barrage	21	32	0	1.E-04
Enrochements	23	43	0	1.E-02
Couche 1 de fondation (sédiments argilo-limoneux)	22	25	20	7.5.E-05
Couche 2 de fondation (alternance mar-no-calcaire)	22	28	5	1.E-06
Alluvions en place en fond d'oued	21	32	0	1.E-03
Géomembrane et paroi moulée	-	-	-	1.E-09
Gravier	17.5	32	0	1.E-02

III.3.3.3 profil en rive gauche

Tableau III.4 caractéristiques des matériaux pour le calcul de stabilité de base en rive gauche

	Poids volumique (kN/m ³)	Angle de frottement (°)	La Cohésion (Kpa)	K-saturation (m/sec)
Alluvions du barrage	21	32	0	1.E-04
Enrochements	23	43	0	1.E-02
Couche 1 de fondation (sédiments argilo-limoneux)	22	25	20	7.5.E-05
Couche 2 de fondation (alternance mar-no-calcaire)	22	28	5	1.E-06
Alluvions en place en fond d'oued	21	32	0	1.E-03
Géomembrane et paroi moulée	-	-	-	1.E-09
Gravier	17.5	32	0	1.E-02

Une étude de sensibilité vis-à-vis des caractéristiques mécaniques de ces matériaux a par ailleurs été réalisée et est présentée dans la note justificative de la stabilité de l'ouvrage jointe en annexe 2 du présent rapport.

III.4 Cas de charge étudiés

La stabilité du barrage a été étudiée au niveau des parements amont et aval pour l'ensemble des cas de charge que peut rencontrer l'ouvrage durant sa construction et son exploitation.

Le tableau suivant présente les principaux cas de charge vérifiés et les coefficients de sécurité minimaux à respecter :

Tableau III.5 Coefficients de sécurité minimaux à respecter selon le cas de charge étudié

Cas de charge	Parement concerné	Cote plan d'eau amont	Accélérations sismiques	Coeff. de sécurité minimum admissible	
1	Aval	PHE (906.5 mNGA)	-	1,5	
2			SBE (0,0765g)	1,1	
3			SMD (0.387g)	1,1	
4	Amont	Vide (867 mNGA)	-	1,5	
5			SBE (0,0765g)	1,1	
6			Vidange rapide depuis la RN	-	1,2
7				SBE (0,0765g)	1,1

III.5 Prise en compte de l'aléa sismique

Suite à l'étude sismotectonique fournie en annexe du rapport de la mission 3 des études d'APD du barrage de M'Djedel, deux cas d'accélération sismique ont été pris en compte, correspondant aux deux niveaux caractéristiques :

- Séisme de base d'exploitation (SBE), avec un PGA du spectre correspondant à une accélération de 0.75 m/s^2 , et modélisée sous SLOPE par une accélération pseudo- statique de 0.0765 g .
- Séisme maximal de dimensionnement (SMD), avec un PGA du spectre correspondant à une accélération de 5.7 m/s^2 , modélisée sous SLOPE par une accélération pseudo- statique de 0.387 g (prise en compte d'un coefficient de réduction de $2/3$ par rapport au PGA du spectre du séisme).

Chapitre IV

Présentation de l'outil numérique rocscience

IV.1 Introduction

Ce logiciel est construit sur la base de la méthode des éléments finis qui traite les problèmes de géotechnique, facile à l'employer, il est destiné aux ingénieurs pour trouver les solutions sûres et accessibles dans la roche et le sol. Slidele seul logiciel de stabilité des pentes avec l'analyse des eaux souterraines « les infiltration » par la méthode des éléments finis, les infiltrations intégrées pour des conditions stables ou transitoires. Débits, pressions et gradients sont calculés sur la base définie par l'utilisateur et les conditions aux limites hydrauliques. Analyse Infiltration est entièrement intégré à l'analyse de la stabilité des pentes ou peut être utilisé comme un module autonome.[12]

IV.2 Paramètres du projet

La boîte de dialogue paramètres du projet est utilisée pour configurer les principaux paramètres d'analyse pour votre modèle, comme les unités de mesure, les méthodes d'analyse de stabilité et des eaux souterraines...etc. Les Paramètres du projet sont organisés en plusieurs pages qui sont accessibles en sélectionnant le nom de la page dans la liste à gauche de la fenêtre (par exemple général, méthodes, Groundwater, etc.). Sur la page général, accentuerque l'option unités. Cela détermine les unités de longueur, le temps et l'unité de perméabilité qui utilisées dans les analyses.[12]



Analysis → Project Settings

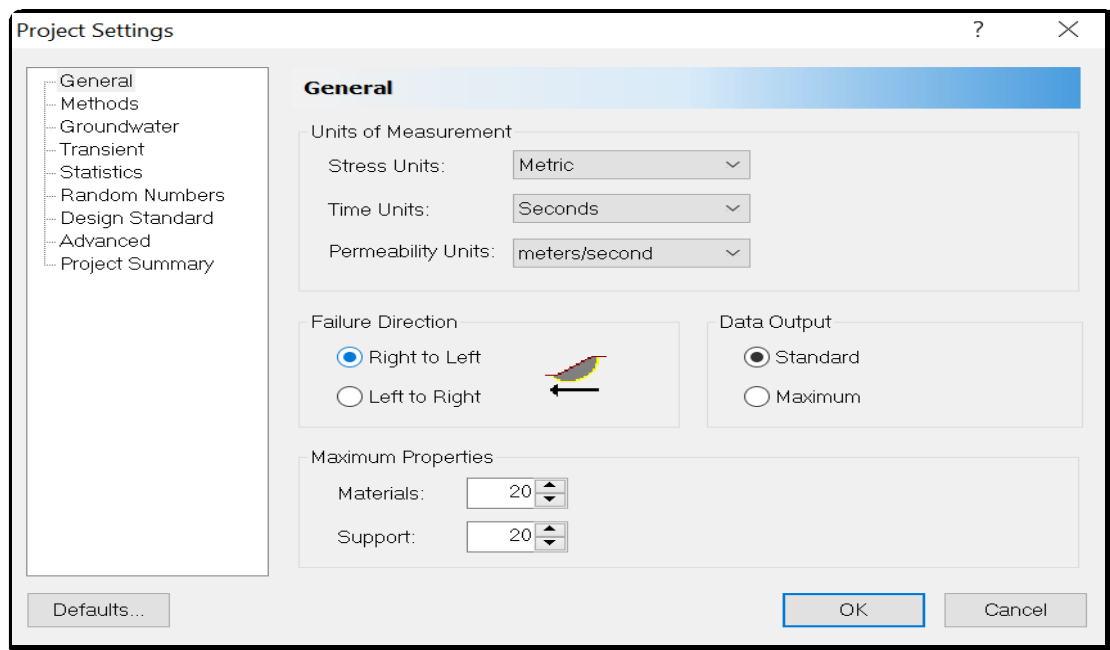


Figure IV.1 Boîte de dialogue des paramètres du projet « Project Settings »

IV.3 Discrétisation Géométrique



Entering Boundaries

La première limite qui doit être définie pour chaque modèle de Slide est la frontière externe. La frontière externe dans la Slide est une polyligne fermée englobant la région du sol que vous souhaitez analyser. En général :

Les segments supérieurs de la frontière externe représentent la surface de la pente que vous analysez.

La gauche, à droite et à des degrés inférieurs de la frontière externe sont arbitraires et peuvent être s'étend aussi loin que l'utilisateur juge nécessaire à une analyse complète du problème.

Pour ajouter la frontière externe, sélectionnez Ajouter des limites externes de la barre d'outils ou le menu de délimitation(12)



Boundaries → AddExternalBoundary

Entrez les coordonnées suivantes dans la ligne de commande en bas à droite de l'écran. Lorsque vous entrez les coordonnées, notez que les limites d'affichage sont automatiquement mises à jour pour inclure les coordonnées que vous entrez.

IV.4 Modélisation d'eaux souterraines

Afin d'effectuer une analyse de l'état des eaux souterraines stable, la première chose que nous devons faire est de définir la méthode d'eaux souterraines dans les paramètres du projet :

1. Sélectionnant sur Project Settings de la barre d'outils ou le menu d'analyse.
2. Sélectionnant sur la page de Groundwater, et définir la méthode Steady State FEA (Méthode des éléments finis)
3. Nous pouvons configurer les paramètres d'analyse de l'eau souterraine comme nécessaires (Tolérance ou nombre maximum d'itérations) en sélectionnant le bouton Options FEA.
4. Sélectionnant sur OK.

La barre d'outils de diapositive s'affiche maintenant une option Mode d'analyse, comme décrit ci- dessous.

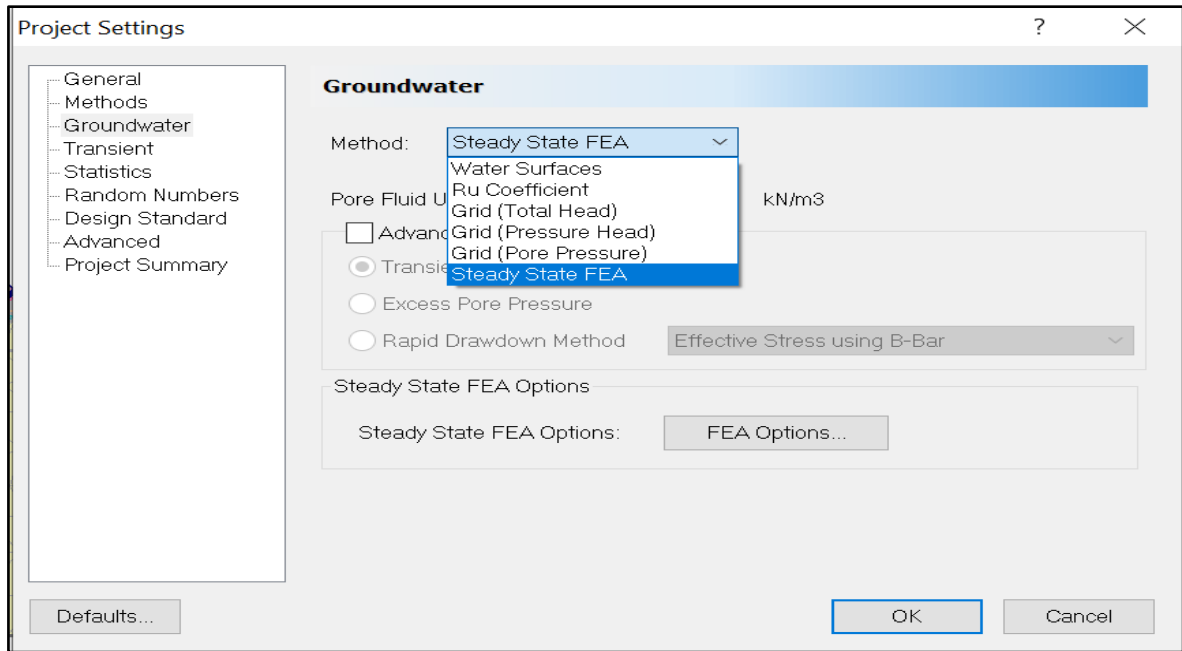
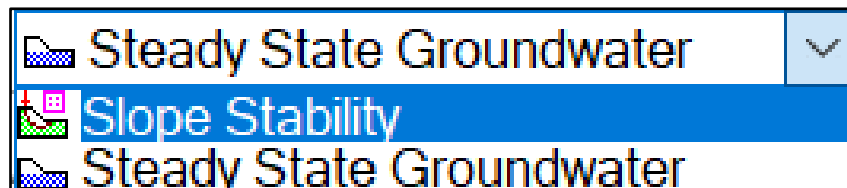


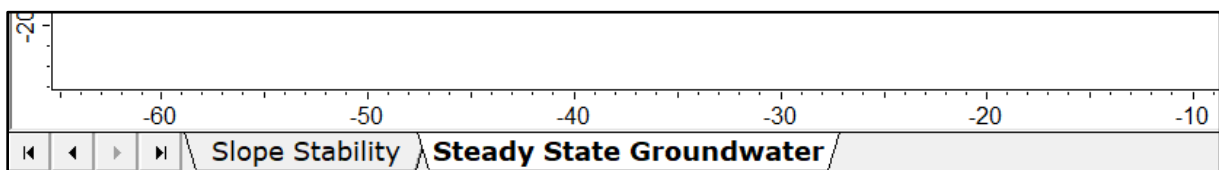
Figure IV.2 Activation de l'analyse l'état des eaux souterraines sur ROCSCIENCE[13]

IV.5 Mode d'analyse des eaux souterraines

Lorsque nous définissons la méthode des eaux souterraines MEF, nous remarquerons qu'une boîte de sélection déroulante apparaît dans la barre d'outils de Slide. Cela nous permet de basculer entre les deux modes d'analyse différents du programme Slidemodèle de stabilité de la pente ou de l'état d'équilibre des eaux souterraines.



Alternativement, nous pouvons changer le mode d'analyse en sélectionnant les onglets qui apparaissent dans le coin inférieur gauche de la fenêtre de l'application, comme indiqué ci-dessous.



Lorsque vous basculez entre la stabilité des pentes mode d'analyse et le mode de l'eau souterraine, vous remarquerez que les menus et les barres d'outils sont mis à jour automatiquement.

IV.6 Maillage



Mesh

L'analyse de l'eau souterraine en Slide est une analyse par éléments finis, et par conséquent un maillage d'éléments finis est nécessaire pour résoudre le problème. Pour créer le maillage d'éléments finis:

- Nous pouvons faire cela avec un simple clic de souris, en sélectionnant l'option **Discretize and Mesh**. Cela va créer automatiquement un maillage d'éléments finis classés au sein de vos limites du modèle.
- Si le maillage nécessite la personnalisation, plusieurs options sont disponibles dans le menu **Mesh**, qui nous permet de personnaliser le maillage nécessaire.

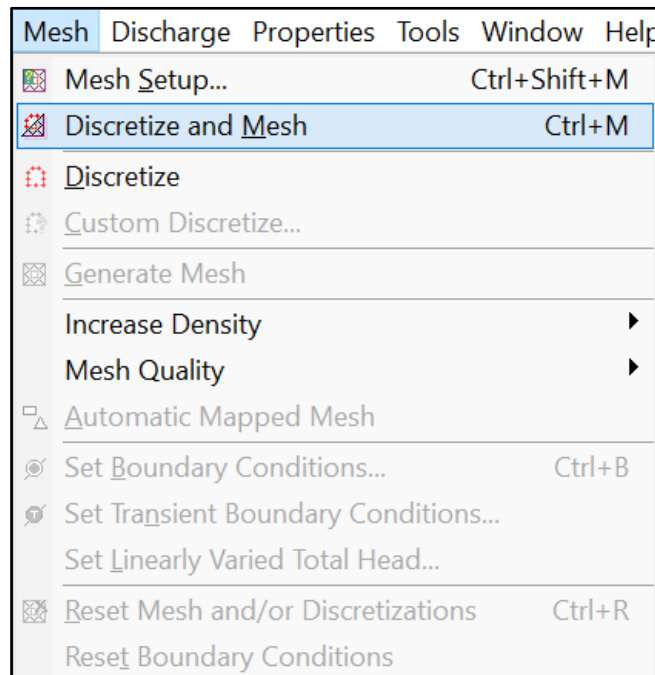


Figure IV.3 Dialogue pour définir le maillage des éléments finis pour l'analyse des eaux souterraines.

IV.7. Conditions aux limites



Set Boundary conditions

Une fois le maillage d'éléments finis est satisfaisant, l'utilisateur doit alors mettre en place les conditions aux limites qui définissent le problème de l'eau souterraine. Cela se fait avec l'option set conditions aux limites, qui vous permettent de définir toute la pression nécessaire et le flux des conditions aux limites le long des limites du modèle.

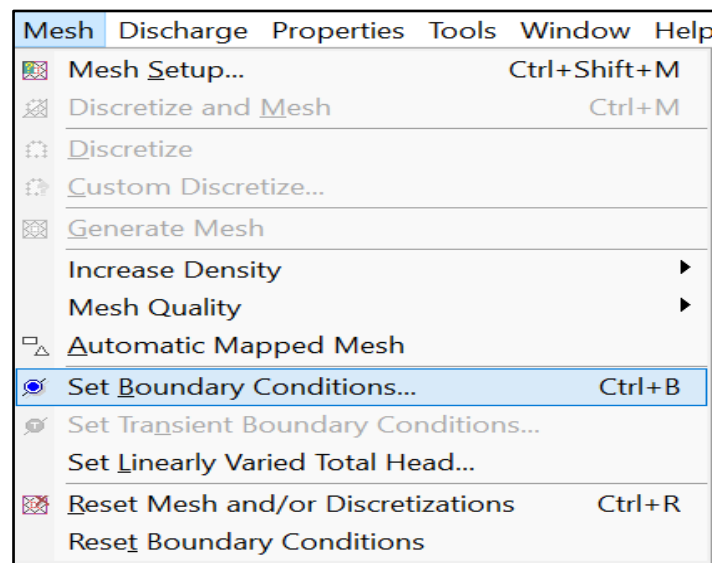


Figure IV.4 Dialogue permettant d'affecter les conditions aux limites.

IV.8. Propriétés hydrauliques

Les caractéristiques de perméabilité de chaque matériau sont définies avec l'option **DefineHydraulicProperties**. Nous pouvons définir une perméabilité saturée pour chaque matériau. En outre, différents modèles sont disponibles pour définir la perméabilité insaturée, ou nous pouvons créer une fonction de perméabilité définie par l'utilisateur.

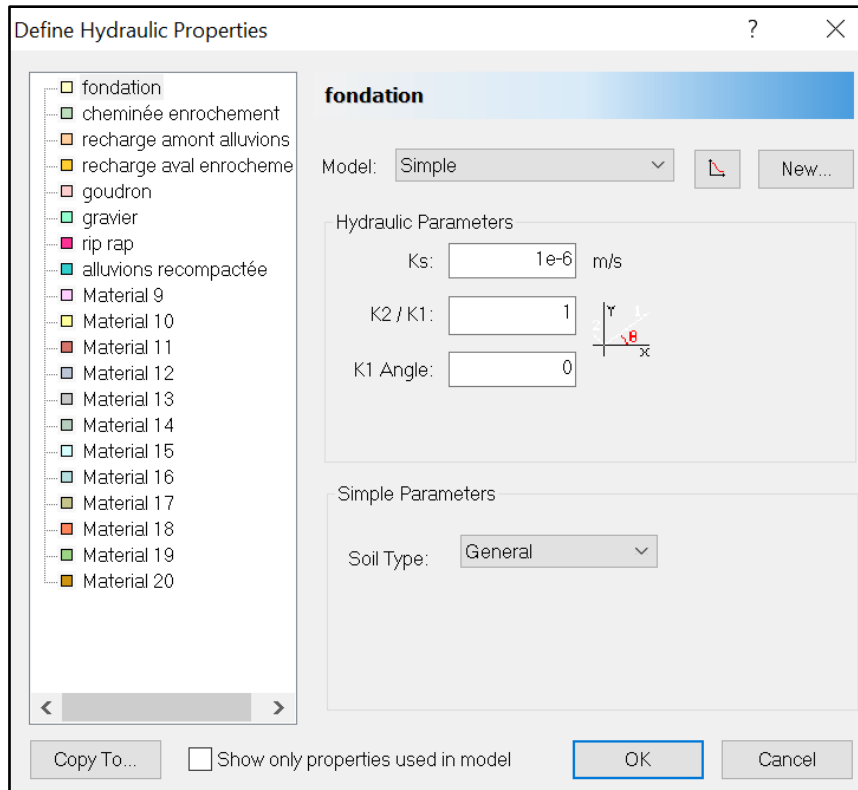


Figure IV.5 Dialogue pour définir des propriétés hydrauliques.

IV.9. Exécution les analyses des infiltrations

Lorsque toutes les conditions aux limites et les propriétés des matériaux ont été définies, alors nous sommes prêts à exécuter l'analyse des eaux souterraines.

Le moteur d'analyse de l'eau souterraine dans Slide est un programme distinct du moteur d'analyse de la stabilité des pentes. Il nous permet d'exécuter l'analyse des eaux souterraines indépendamment de l'analyse de la stabilité des pentes. Pour exécuter l'analyse : sélectionnant l'option **Compute**(eaux souterraines), dans le menu de l'analyse ou de la barre d'outils. Cela va faire tourner le moteur d'analyse des eaux souterraines.



Figure IV.6 interprétation des résultats de l'infiltration

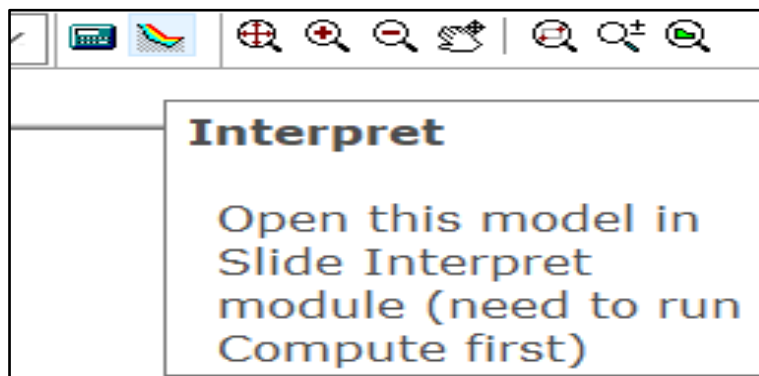
IV.10. Interprétation des résultats de l'infiltration

Les résultats d'une analyse des eaux souterraines est considéré avec le ROCSCIENCE Interpréter programme, en utilisant les options dans le menu de l'eau souterraine. Il faut noter que les résultats d'analyse des eaux souterraines peuvent être visualisés simultanément avec les résultats de l'analyse de stabilité des pentes.

L'affichage des résultats d'eaux souterraines (contours de pression interstitielle), et l'affichage des résultats de stabilité de la pente (surfaces de glissement, des facteurs de sécurité, etc.) sont entièrement intégrés dans la ROCSCIENCE programme interpréter.

Si nous souhaitons seulement afficher les résultats d'eau souterraine sans les résultats de stabilité de la pente, ou vice versèrent, alors vous pouvez facilement transformer les options d'affichage allumé ou éteint, si nécessaire.

Pour exécuter le programme interpréter, sélectionnant l'option Interpréter (eaux souterraines), dans le menu de l'analyse ou de la barre d'outils, après avoir calculé l'analyse des eaux souterraines avec l'option :



Après avoir effectué une analyse des eaux souterraines avec toboggan, il est toujours une bonne idée d'utiliser d'abord le programme Interpréter, pour vérifier que les résultats d'analyse sont raisonnables. Si non, alors vous devriez retourner au programme Fait glisser du modèle, et vérifiez que vous avez défini votre modèle correctement.

IV.11 Analyse de stabilité

Déclaration de propriétés des matériaux



Properties → DefineMaterials

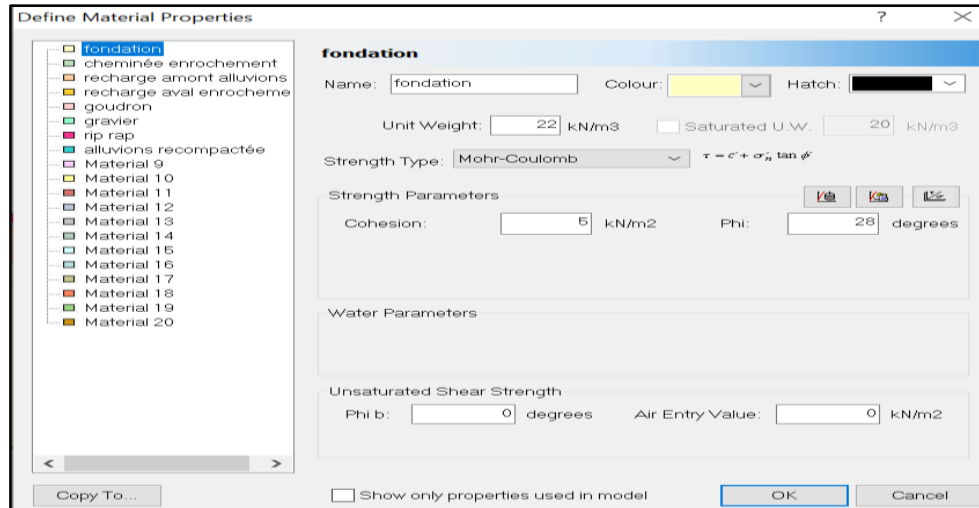


Figure IV.3 Boîte de dialogue propriétés des matériaux définir.

IV.12 Modèle de Mohr-Coulomb

Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écoulement. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs. Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma_n \tan \varphi + C$$

Où σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et c et φ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau, figure IV.11.[13]



Figure IV.8 Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb

IV.13 Les méthodes d'analyse

Avant de lancer l'analyse, nous allons examiner les méthodes d'analyse qui sont disponibles dans la ROCSCIENCE.



Analysis → Project Settings

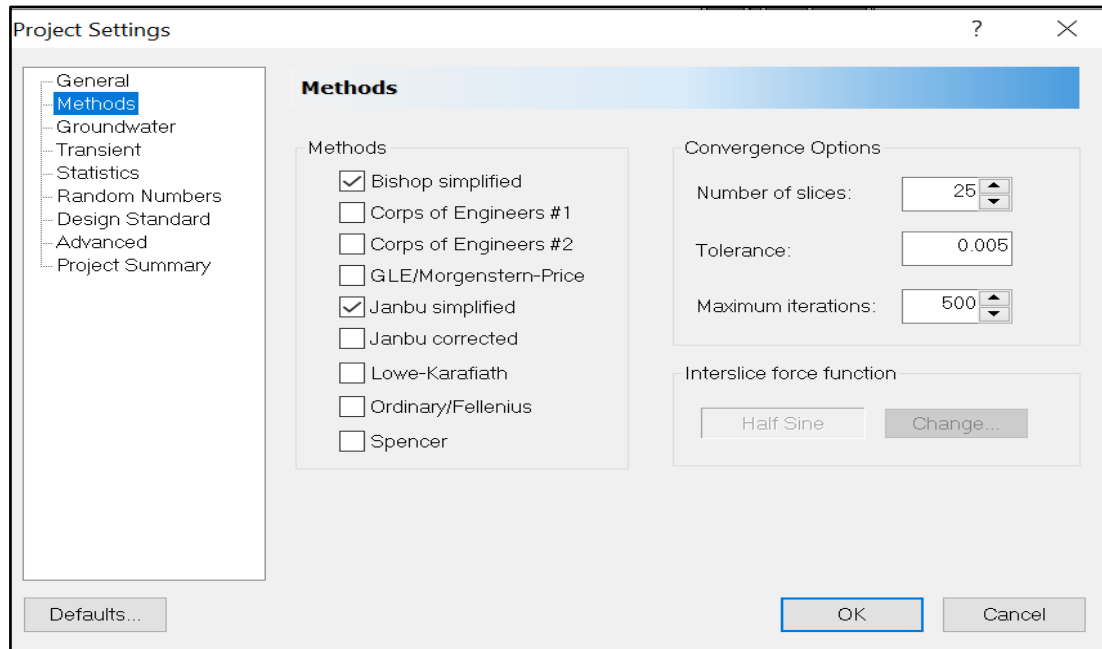


Figure IV.9 Méthodes d'analyse dans les paramètres du projet

IV.14 Surfaces de glissement

Surfaces de glissement

ROCSCIENCE peut analyser la stabilité de surface du glissement soit circulaire ou non circulaire. Les surfaces individuelles peuvent être analysées, ou la recherche de surface critique peut être effectuée, pour tenter de trouver la surface de glissement avec le facteur le plus bas de la sécurité.

Grilles des centres de glissement peuvent être définis par l'utilisateur (AddGrid) ou automatiquement créé par ROCSCIENCE (Auto Grid). [13]



Surfaces → Auto Grid

Nous allons utiliser le numéro de l'espacement de surface de glissement par défaut d'intervalles (20 x 20), donc il suffit de sélectionner OK, et la grille sera créée.

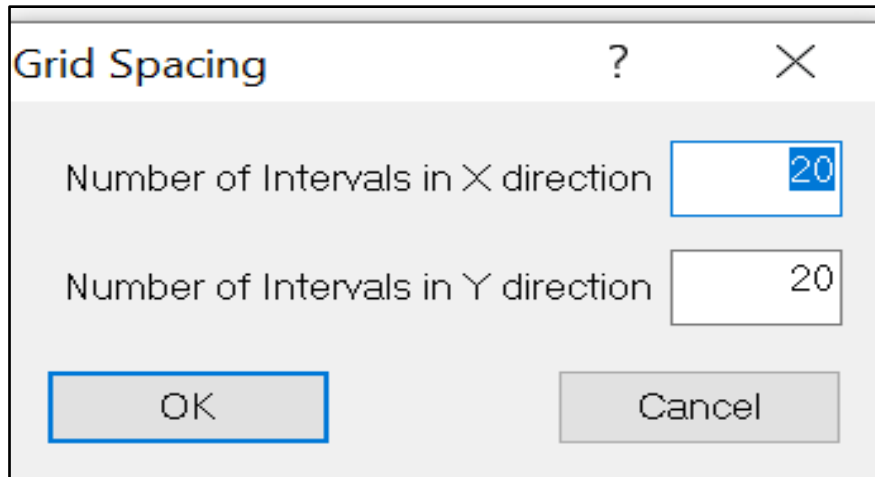


Figure IV.4 Grille de dialogue espacement

IV.15. Exécution des analyses de stabilité



Analysis → Compute

Le moteur de calcul de Slide se déroulera dans l'exécution de l'analyse. Cela ne devrait prendre quelques secondes. Une fois, nous sommes prêts à voir les résultats dans Interpréter.

IV.16. Interpréter des résultats de l'infiltration

Pour voir les résultats de l'analyse :



Analysis → Interpret

Cela va démarrer le logiciel ROCSCIENCE d'interpréter les résultats. Voir la figure ci-dessous :

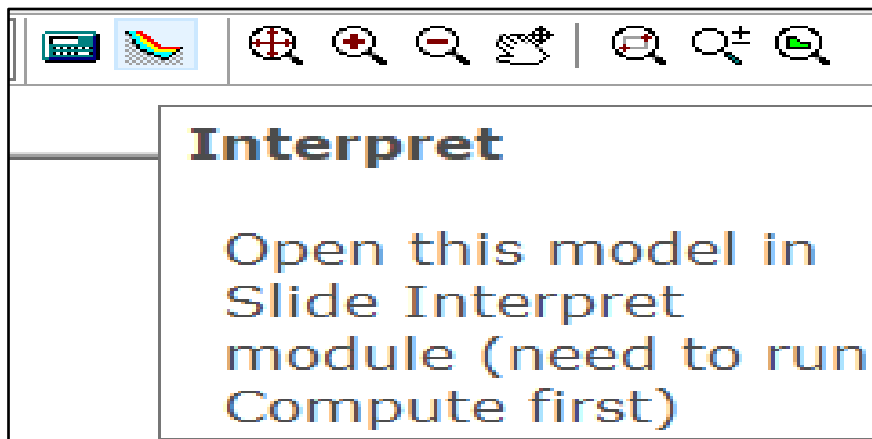


Figure IV.5 Résultats de la grille de recherche

Par défaut, quand un fichier d'ordinateur est d'abord ouvert dans la Slide Interpréter, vous verrez toujours :

- Le Global Minimum glisser surface, pour la méthode d'analyse BISHOP simplifié (si une analyse Bishop a été exécutée)
- Si une grille de recherche a été effectuée, vous pourrez voir les contours du facteur de sécurité dans le réseau de centre de glissement. Les contours sont basés sur le facteur de sécurité minimum calculé à chaque centre grille de glissement.

IV.17 Conclusion

Après avoir défini et expliqué comment l'utiliser, nous constatons que le programme est simple et constitue un moyen d'effectuer un contrôle de la stabilité de barrage en un minimum de temps et d'effort.

Chapitre V

APPLICATION BARRAGE

M'DJEDEL

V.1 Introduction

L'étude de la stabilité et de la fondation du barrage permet de valider les pentes du barrage de l'ouvrage, et la longueur des différents sourcils.

A cet effet, l'étude de stabilité identifie les coefficients de sécurité du barrage projeté pour plusieurs cas différents dimensionnement de la charge.

L'étude vise à établir que ces facteurs, issus de comptes différents, sont supérieurs ou égaux à Recommandations internationales et normes nécessaires à cet égard.

Les demandes de contrôle de stabilité des profils sélectionnés correspondent à différentes régions du barrage. Ces choix dépendent de l'évolution géologique et géotechnique des matériaux de fondation Significativement :

- Plus grande hauteur : profil axial du barrage
- Rive droite
- Rive gauche

V.2 Méthodologie suivie

Une fois les paramètres géomécaniques connus et les paramètres géométriques du barrage fixés, une première série de calculs est effectuée pour des cas de charges statiques (fin de construction, service normal à la RN et vidange rapide depuis la RN).

V.3 Définition de la coupe-type étudiée

La coupe-type étudiée dans la présente étude correspond à la coupe transversale du barrage, dans la partie la plus haute de l'ouvrage, c'est-à-dire en fond de vallée. La fondation alluviale, jusqu'à 6 m sous le terrain naturel, ainsi que la fondation marneuse et la fondation calcaire sont intégrées à la coupe-type du barrage pour les calculs.

La définition de la géométrie de la fondation (profondeur de la couche alluviale, position et angle de la séparation marne/calcaire) est issue des reconnaissances géologiques.

V.4 Calculs statiques

V.4.1 Méthodologie

Le problème de la stabilité d'un massif se résout par les méthodes d'équilibres limites, encore appelées méthodes de calcul à la rupture. Ce problème peut par ailleurs être analysé soit en contraintes totales, soit en contraintes effectives. C'est cette dernière méthode qui est le plus couramment employée et qui est utilisée dans cette étude. Elle nécessite de faire des hypothèses sur le régime de percolation (fin de construction, régime permanent, vidange rapide)[14].

Les méthodes de calcul à la rupture divisent la masse glissante en tranches verticales. Elles résolvent les équilibres en forces et en moments afin d'aboutir à une expression plus simple des forces s'exerçant sur chacune des tranches, en fonction des caractéristiques mécaniques et hydrauliques du massif étudié. Ces méthodes reposent sur les hypothèses suivantes [6]:

- la forme et la position de la ligne de rupture est déterminée.
- le sol a un comportement rigide plastique le long de cette ligne.
- la distribution des contraintes est connue.
- le coefficient de sécurité est uniforme le long de la surface de rupture.
- le coefficient de sécurité est défini par :

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

τ_{max} : Résistance en cisaillement mobilisable le long de la ligne de rupture.

τ : résistance au cisaillement nécessaire pour maintenir la masse potentiellement glissante en équilibre.

Le coefficient de sécurité F vis-à-vis de la rupture est évalué pour des lignes de glissement circulaires, en utilisant la méthode de Bishop.

Tableau V.1 parametres geometriques de la coupe-type etudiee

type	Digue en remblai avec géomembrane amont
Terraine de fondation	Dépôts alluviaux, argile limono-sableuse, marnes et calcaires
Hauteur maximale sur fondation	41 m
Longueur en crête	750 m
Largeur en crête	6 m
Largeur maximale au niveau du terrain naturel	177m
Fruit du parement amont	2.3H/1V
Fruit du parement aval	1.7H/1V
Cote de crête du barrage	908.00 m NGA
Cote du seuil du déversoir	902.50 m NGA
Volume total du corps du barrage	1 257 000 m3
Dont: Alluvions	531 361 m3
enrochements	650 956 m3
Rip-rap	50 225 m3

V.4 Définition des cas de charges

V.4.1 Cas de fin de construction

Ce cas de charge correspond à l'analyse de la stabilité du barrage à l'état initial du remblai et de sa fondation, sous l'effet du seul poids propre des matériaux. Par souci de simplification, il est d'usage de supposer la construction instantanée.

En fin de construction, les pressions interstitielles dans la digue et la fondation, dues aux surcharges des remblais, sont encore élevées, notamment dans les matériaux imperméables, ce qui réduit leur résistance au cisaillement. Ce phénomène de génération de pression interstitielle à court terme est pris en compte dans les analyses de stabilité par un coefficient noté r_u , qui relie la valeur de la pression interstitielle en un point à la surcharge des remblais par l'équation [14].

$$u=r_u \cdot \gamma \cdot h$$

où :

- ✓ u : pression interstitielle.
- ✓ γ : Poids volumique des remblais.
- ✓ h : hauteur de remblai mis en place.

Le coefficient adimensionnel r_u est supposé être une caractéristique de chacun des matériaux.

V.4.2 Cas du régime du barrage plein à la RN

Ce cas correspond à l'établissement du régime hydraulique interne permanent pour un plan d'eau à la cote de la retenue normale (RN), soit 902.50 m NGA. Les pressions interstitielles dans le remblai et dans la fondation sont indépendantes des contraintes dans le sol et ne dépendent que des conditions aux limites hydrauliques [15].

V.4.3 Cas de la vidange rapide

Le cas de vidange rapide correspond à la descente du plan d'eau amont depuis la cote 902.50 m NGA de la RN jusqu'à la cote 850.5 m NGA du terrain naturel.

La variation du niveau d'eau dans le réservoir est suffisamment rapide pour que la pression interstitielle dans les remblais n'ait pas le temps de se dissiper complètement. C'est le cas de remblais imperméables ou semi imperméables lorsque la retenue descend de quelques dizaines de centimètres par jour [15].

Ce phénomène est modélisé en reliant la variation de pression interstitielle à celle du niveau d'eau audessus du point considéré par l'équation [14] :

$$\Delta u = \bar{B} \cdot \Delta \sigma$$

où :

- ✓ Δu = variation de pression interstitielle par rapport au régime permanent.
- ✓ $\Delta \sigma$ = variation de la contrainte normale totale au niveau du point considéré.
- ✓ Le coefficient adimensionnel est supposé être caractéristique de chacun des matériaux considérés.

Un coefficient \bar{B} égal à 1 est le cas le plus conservatif, c'est cette valeur qui est habituellement prise pour les matériaux non drainants. Une valeur égale à -1 est un artefact de calcul et signifie que le matériau est parfaitement drainant (la pression finale en un point du matériau est égale à la colonne hydrostatique à ce même point) [14].

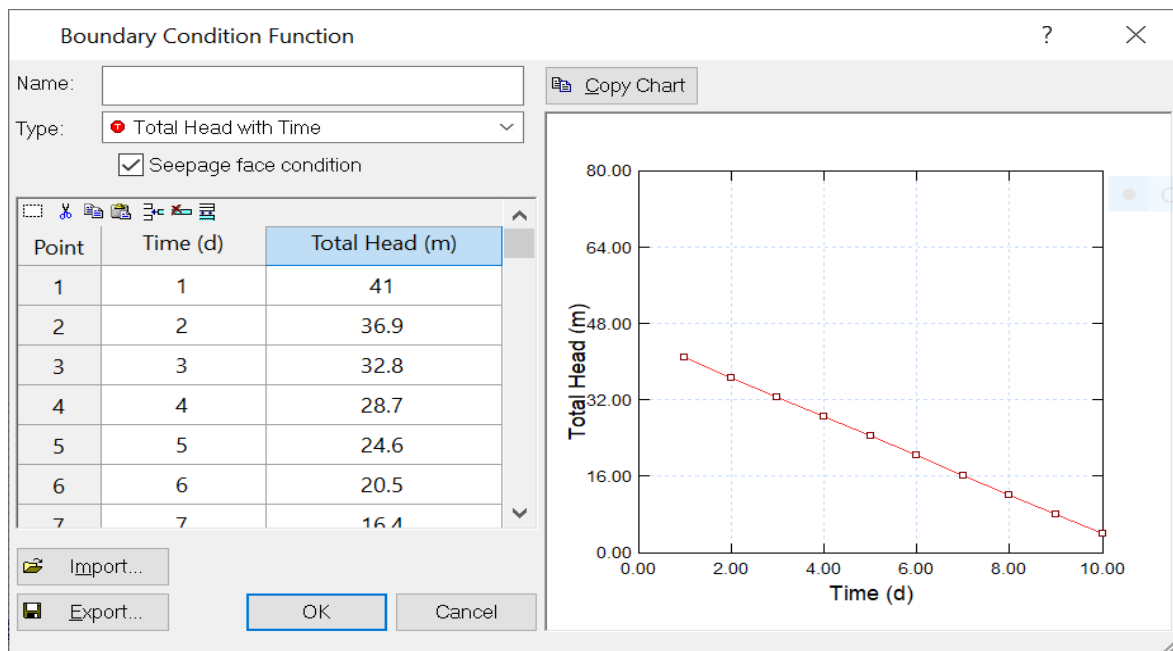


Figure V.1 courbe de vidange rapide.

V.5 Définition des critères de dimensionnement :

Le Tableau V-2 ci-dessous indique, pour chacun des cas de charges précédents, le coefficient de sécurité minimal à atteindre, correspondant aux recommandations internationales et aux règles de l'art :

Tableau V.2 Coefficients de sécurité en fonction des cas de charge

Définition du cas de charge	Valeur minimale du coefficient de sécurité
Fin de construction	1.5
régime du barrage plein	1.1
Vidange rapide	1.1
L'état sismique du sol	1

V.5.1 Caractéristiques des matériaux

Outre la géométrie, qui a été définie plus haut, les données d'entrée à l'étude de stabilité statique sont les caractéristiques des matériaux de la fondation et du barrage, qui sont présentées respectivement dans les Tableau V.3 , Tableau V.4 et Tableau V.5 ci-dessous.

Tableau V.3 Caractéristiques du fond d'oued

	Poids volumique (kN/m ³)	Angle de frottement (°)	Cohésion (Kpa)	K-saturation (m/sec)
Alluvions du barrage	21	32	0	1.E-04
Enrochements	23	43	0.5	1.E-02
Couche 2 de fondation (alternance marnocalcaire)	22	28	5	1.E-06
Alluvions en place en fond d'oued	21	32	0	1.E-03
Géomembrane et paroi moulée	-	-	-	1.E-09
Gravier	17.5	32	0	1.E-02

Tableau V.4 Caractéristiques en rive droite

	Poids volumique (kN/m ³)	Angle de frottement (°)	Cohésion (Kpa)	K-saturation (m/sec)
Alluvions du barrage	21	32	0	1.E-04
Enrochements	23	43	0.5	1.E-02
Couche 1 de fondation (sédiments argilo-limoneux)	22	25	20	7.5.E-05
Couche 2 de fondation (alternance marno-calcaire)	22	28	5	1.E-06
Alluvions en place en fond d'oued	21	32	0	1.E-03
Géomembrane et paroi moulée	–	–	–	1.E-09
Gravier	17.5	32	0.5	1.E-02

Tableau V.5 Caractéristiques en rive gauche

	Poids volumique (kN/m ³)	Angle de frottement (°)	Cohésion (Kpa)	K-saturation (m/sec)
Alluvions du barrage	21	32	0	1.E-04
Enrochements	23	43	0.5	1.E-02
Couche 1 de fondation (sédiments argilo-limoneux)	22	25	20	7.5.E-05
Couche 2 de fondation (alternance marno-calcaire)	22	28	5	1.E-06
Alluvions en place en fond d'oued	21	32	0	1.E-03
Géomembrane et paroi moulée	–	–	–	1.E-09
Gravier	17.5	32	0.5	1.E-02

V.6 Résultats obtenus

V.6.1 Pour Plus grande hauteur : profil axial du barrage

A. Cas de fin de construction

En fin de construction, les pressions interstitielles dans la digue et la fondation, dues aux surcharges des remblais, sont encore élevées ce qui réduit leur résistance au cisaillement.

A.1 Fin de construction masque amont

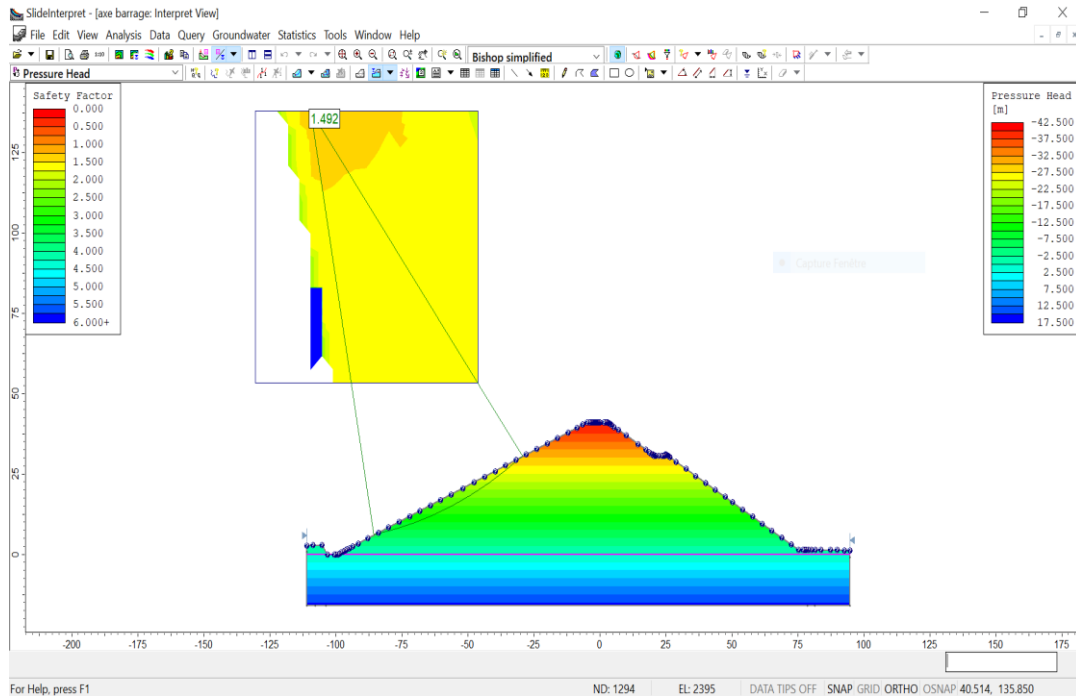


Figure V.2 Zones favorables par le glissement circulaire, Cas fin de construction en amont

A.2 Fin de construction masque aval

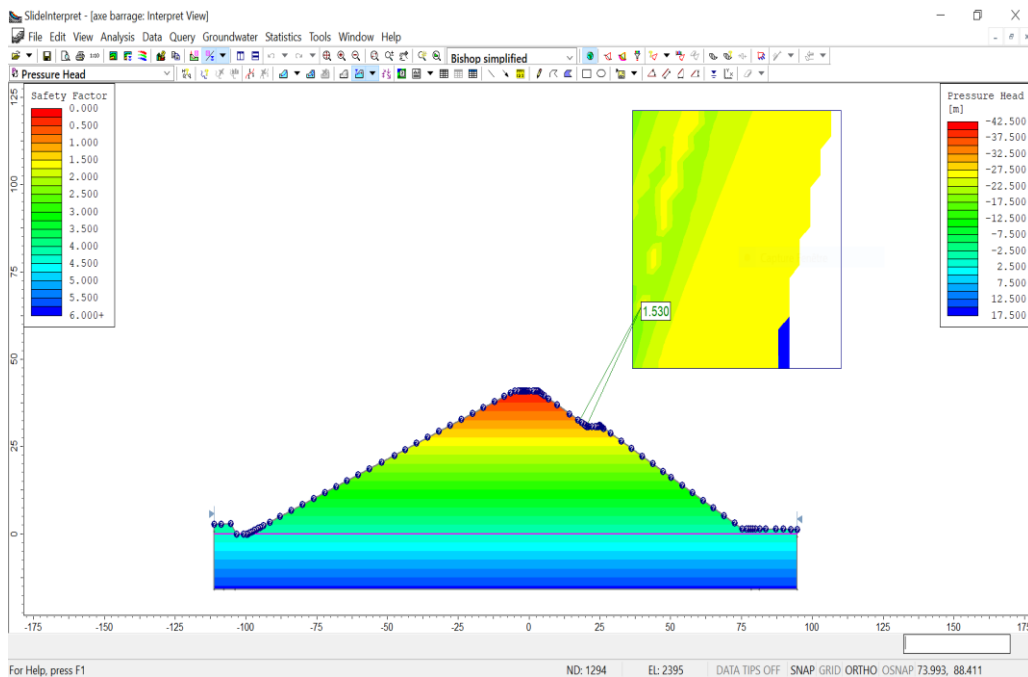


Figure V.3 Zones favorables par le glissement circulaire, Cas fin de construction en aval.

B. Régime du barrage plein

Le poids du remblai et la poussée de la retenue (niveau de l'eau) sont considérés ; le champ de pression interstitielle est calculé par un réseau d'écoulement à travers le barrage (et sa fondation), en considérons de diverses perméabilités.

B.1 régime du barrage plein masque amont

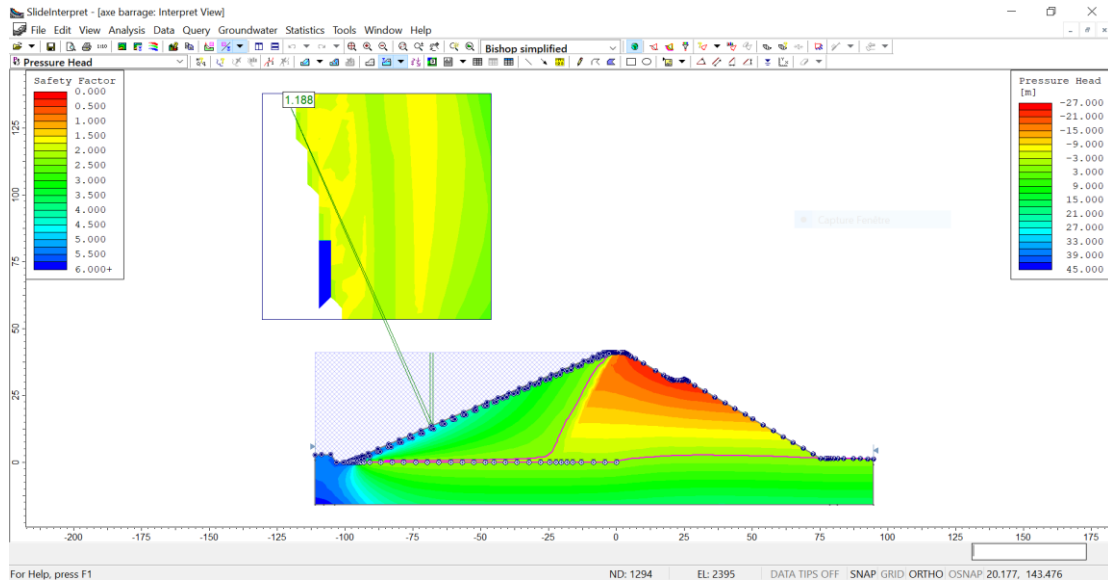


Figure V.4 Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation, Cas régime du barrage plein en amont

B.2.1 Régime du barrage plein masque aval

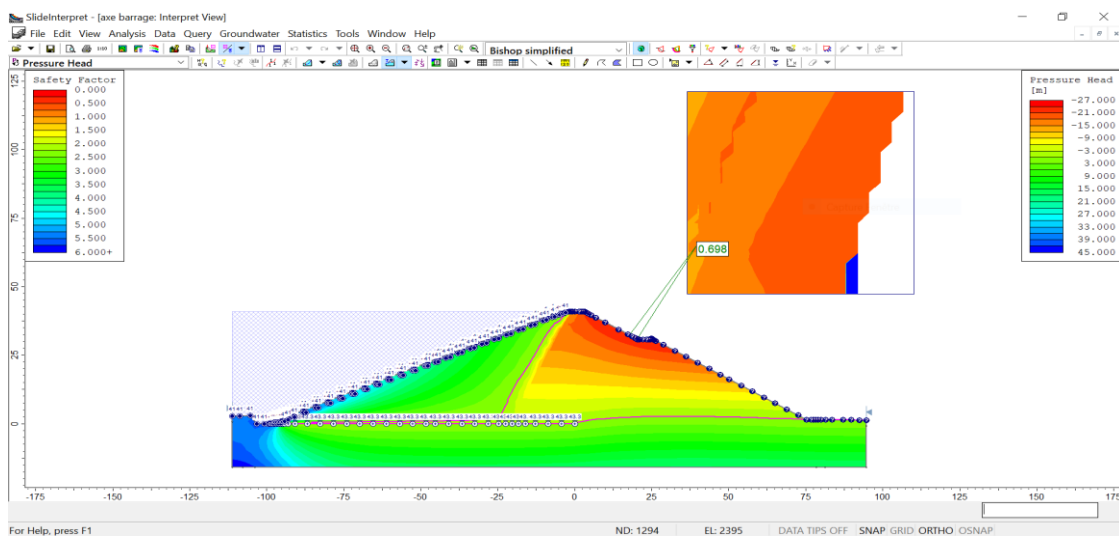


Figure V.5 Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation, Cas régime du barrage plein en aval

Nous avons remarqué que la partie avale du barrage dans le cas « barrage plein » est instable avec un coefficient de sécurité égal $F = 0.698$. Dans ce cas-là, nous proposons d'utiliser une recharge alluvions en amont, dont les caractéristiques sont les suivants :

Tableau V. 6 propose des données

	Poids volumique (kN/m ³)	Angle de frottement (°)	Cohésion (Kpa)
recharge amont alluvions	21	32	0.5

Les résultats de simulation après les changements proposés son presenter comme suite ;

B.2.2 régime du barrage plein masque aval

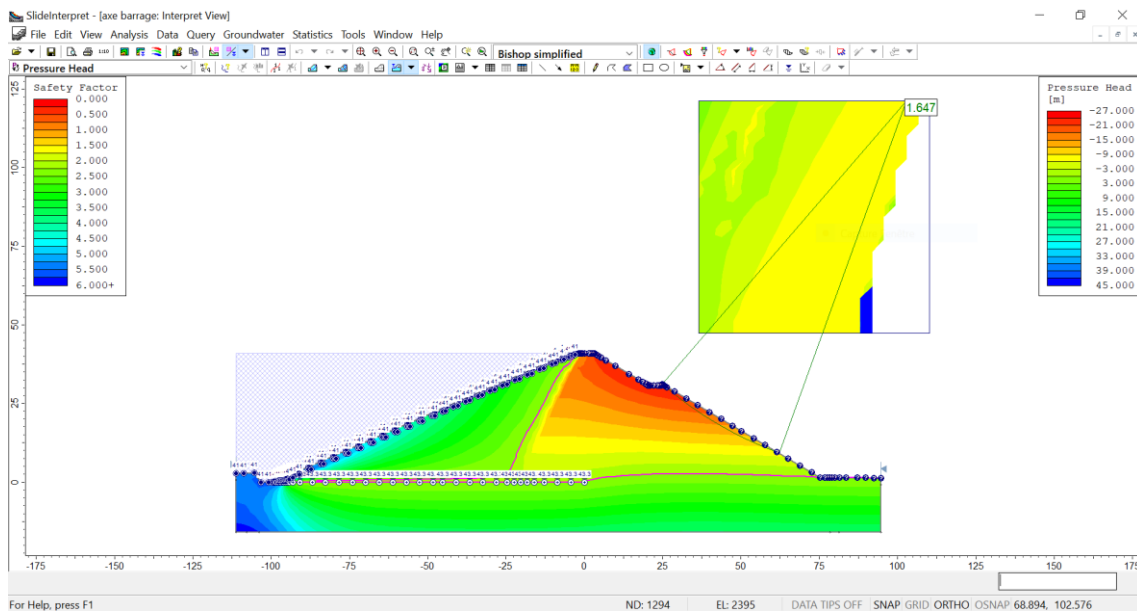


Figure V.6 Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation, Cas régime du barrage plein en aval

La figure v.6 représente les résultats de simulation après les changements proposés, il est clair que la partie avale du barrage devient stable avec un coefficient de sécurité égale $F = 1.647$.

C. Vidange rapide du barrage

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.

C.1 Vidange rapide du barrage masque amont

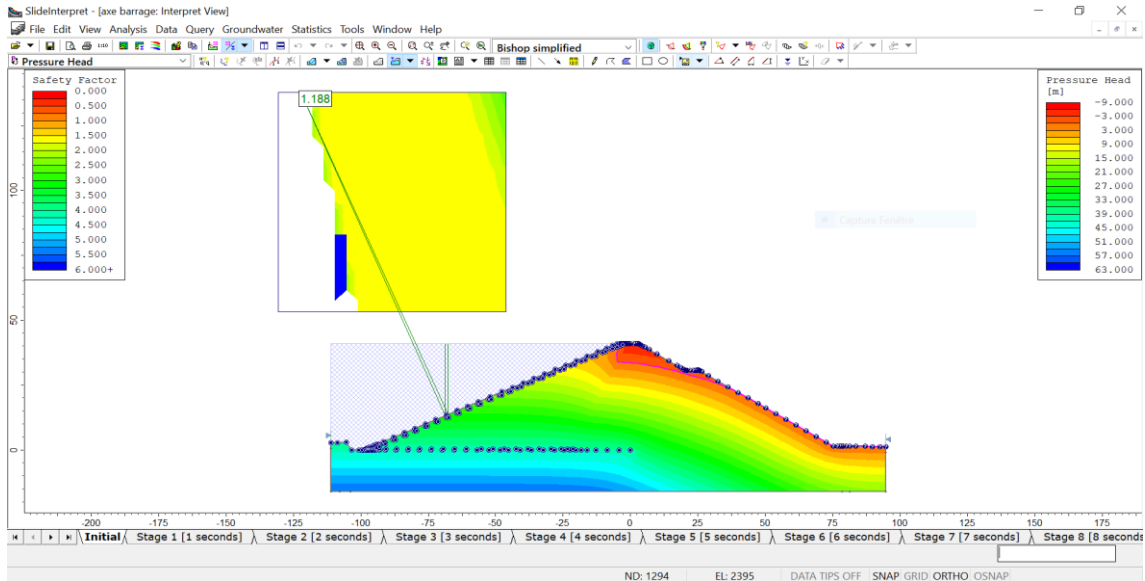


Figure V.7 Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation, Cas vidange rapide en amont

C.2 Vidange rapide du barrage masque aval

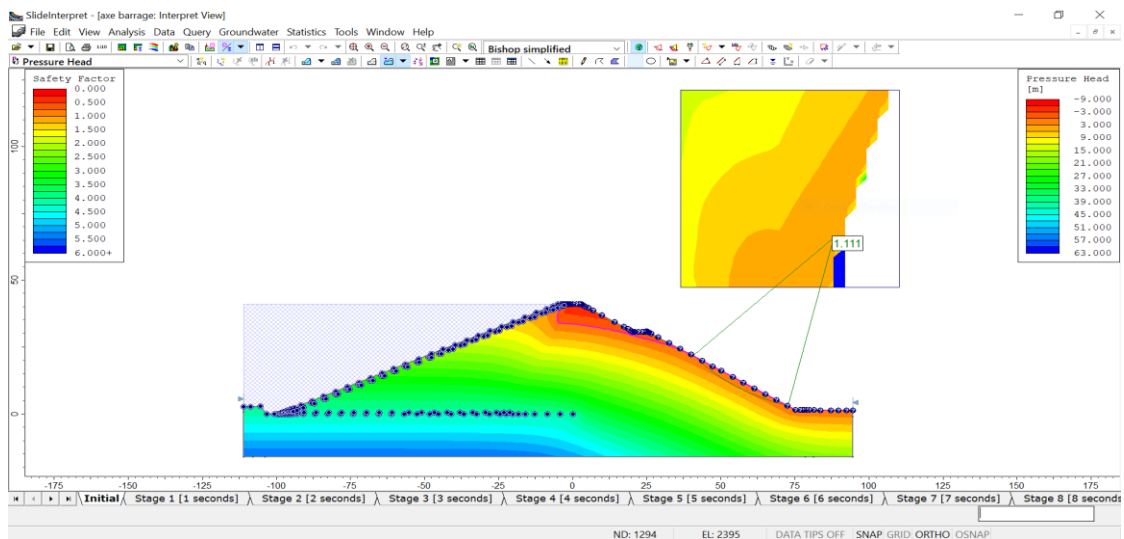


Figure V.8 Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation, Cas vidange rapide en aval

D. L'état sismique du sol

S'ajoutent aux effets précédents les forces d'inertie horizontales du remblai et la surpression dynamique de la retenue, Dans notre cas le coefficient d'accélération égal à 0,1.

D.1 L'état sismique du sol masque amont

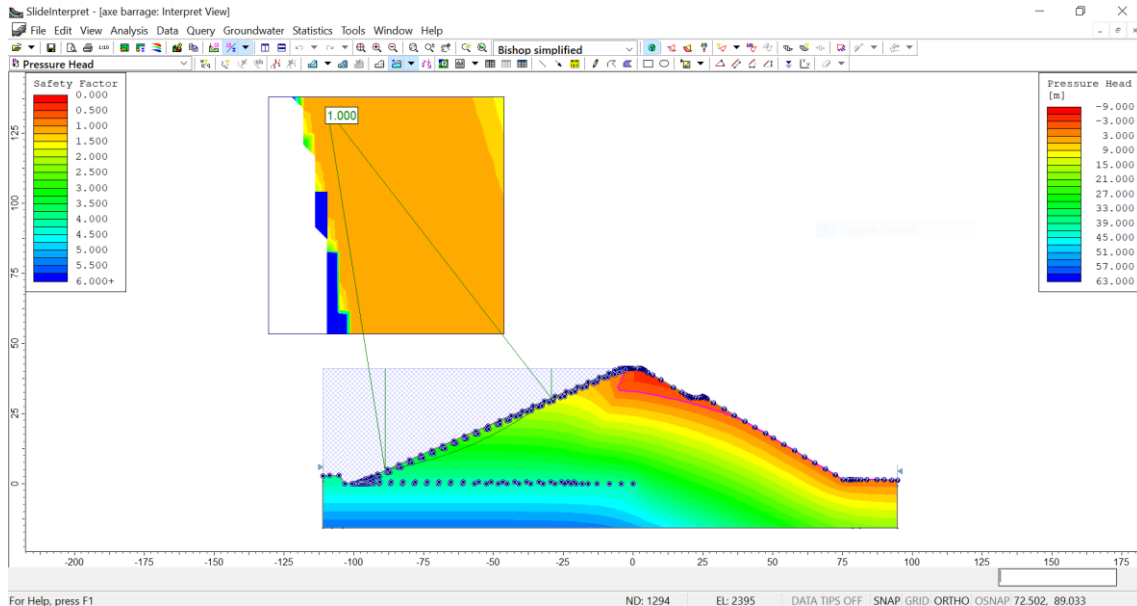


Figure V.9 Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation, Cas L'état sismique en amont

D.2.1 L'état sismique du sol masque aval

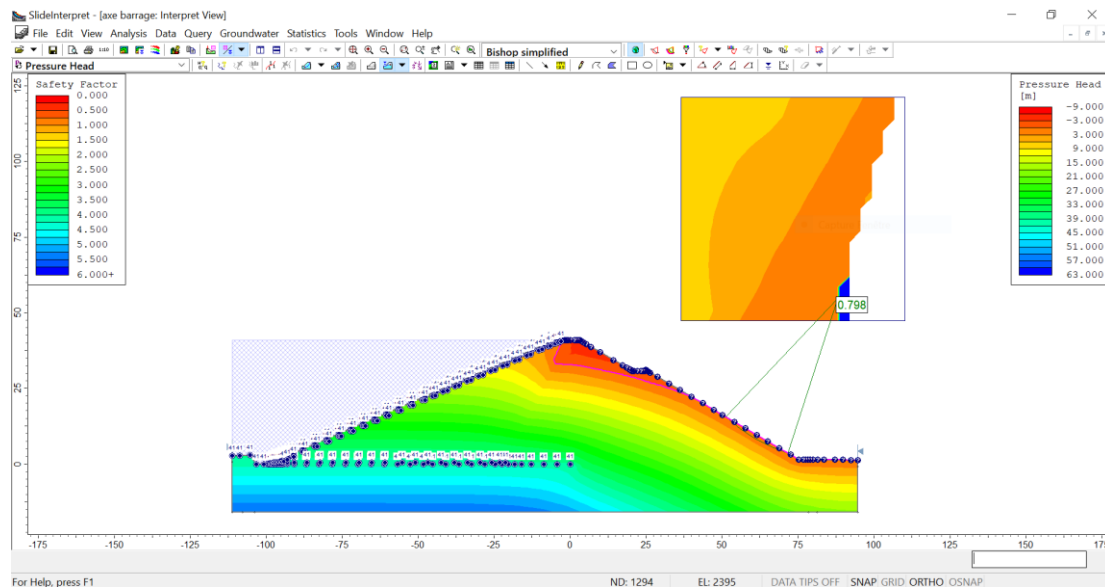


Figure V.10 Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation, Cas L'état sismique en aval

Nous avons remarqué que la partie avale du barrage dans le cas « barrage plein+seisem » est instable avec un coefficient de sécurité égal $F = 0.798$. Dans ce cas-là, nous proposons d'utiliser une recharge en enrochement en aval, dont les caractéristiques sont les suivants :

Tableau V. 7 propose des données

	Poids volumique (kN/m3)	Angle de frottement (°)	Cohésion (Kpa)
recharge aval enrochement	35	47	1.5

Les résultats de simulation après les changements proposés son presenter comme suite :

D.2.2 L'état sismique du sol masque aval

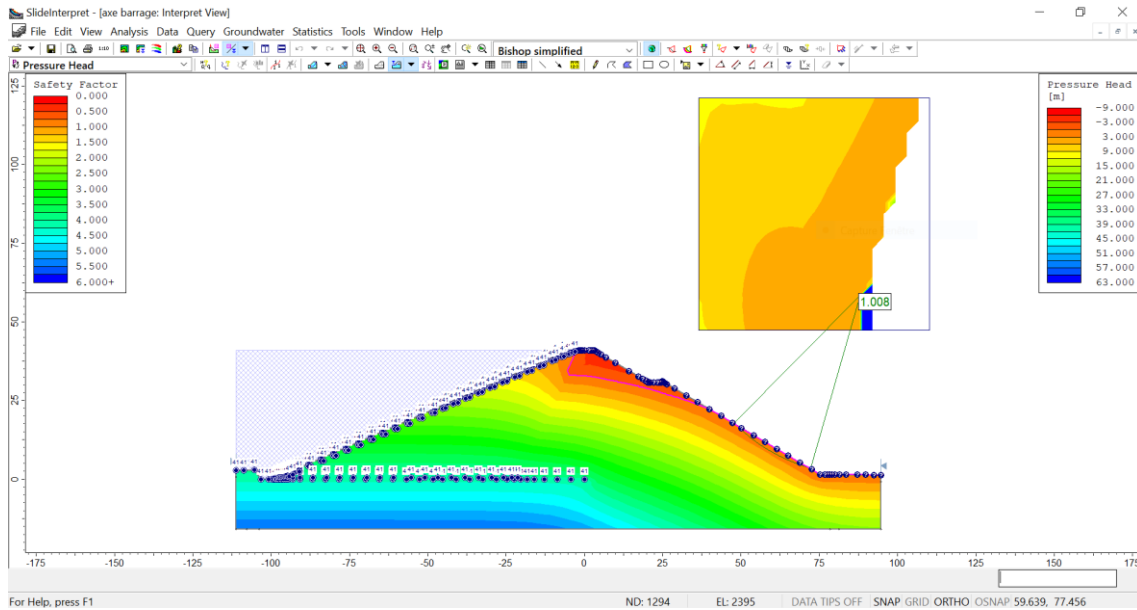


Figure V.11Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation, Cas L'état sismique en aval

La figure v.11 représente les résultats de simulation après les changements proposés, il est clair que la partie avale du barrage devient stable avec un coefficient de sécurité égale $F = 1.008$

Tableau V. 8 Le tableau suivant resume les résultats obtenus des coefficients de sécurité pour different cas de charge

Définition du cas de charge	Valeur minimale du coefficient de sécurité	Coefficient de sécurité obtenu	
		amont	aval
Fin construction	1.5	1.49	1.53
régime du barrage plein	1.1	1.18	1.64
Vidange rapide	1.1	1.18	1.11
L'état sismique du sol	1	1	1

V.6.2 Profil en rive droite

A. Cas de fin de construction

A.1 Cas de fin de construction masque amont

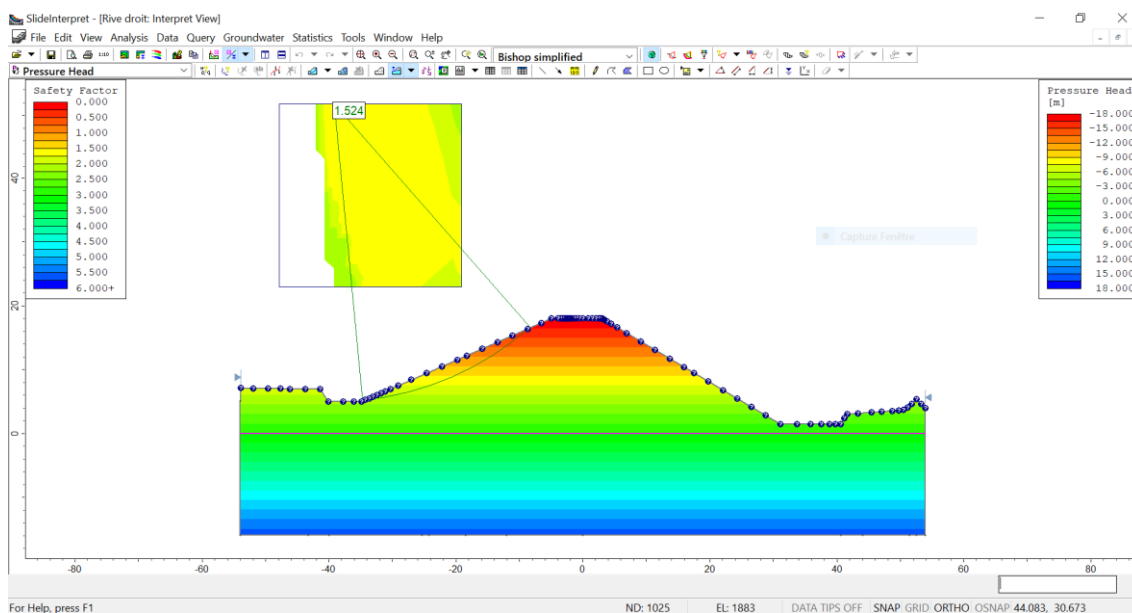


Figure V.12 Zones favorables par le glissement circulaire, Cas fin construction en amont

A.2 Cas de fin de construction masque aval

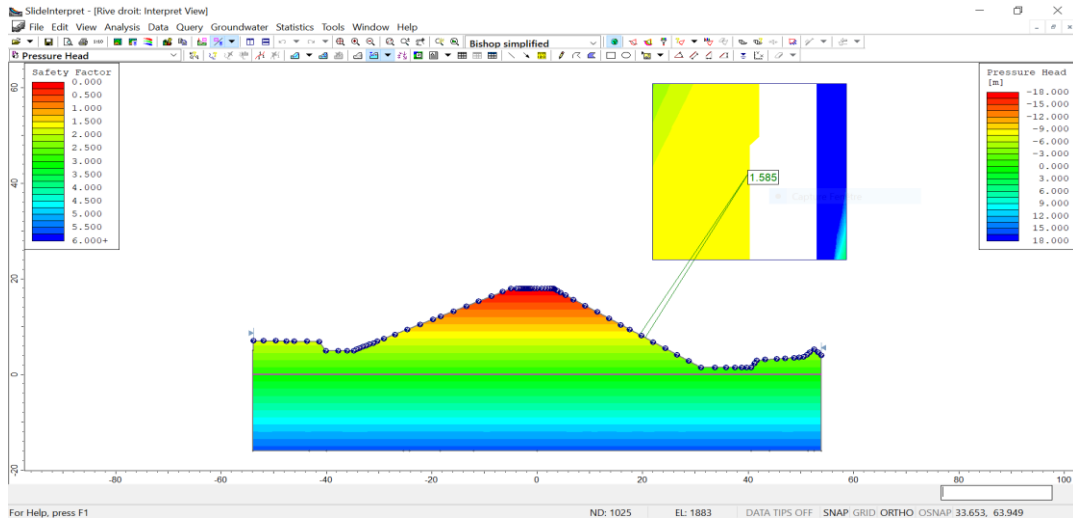


Figure V.13 Zones favorables par le glissement circulaire, Cas fin construction aval

B. régime du barrage plein

B.1 régime du barrage plein masque amont

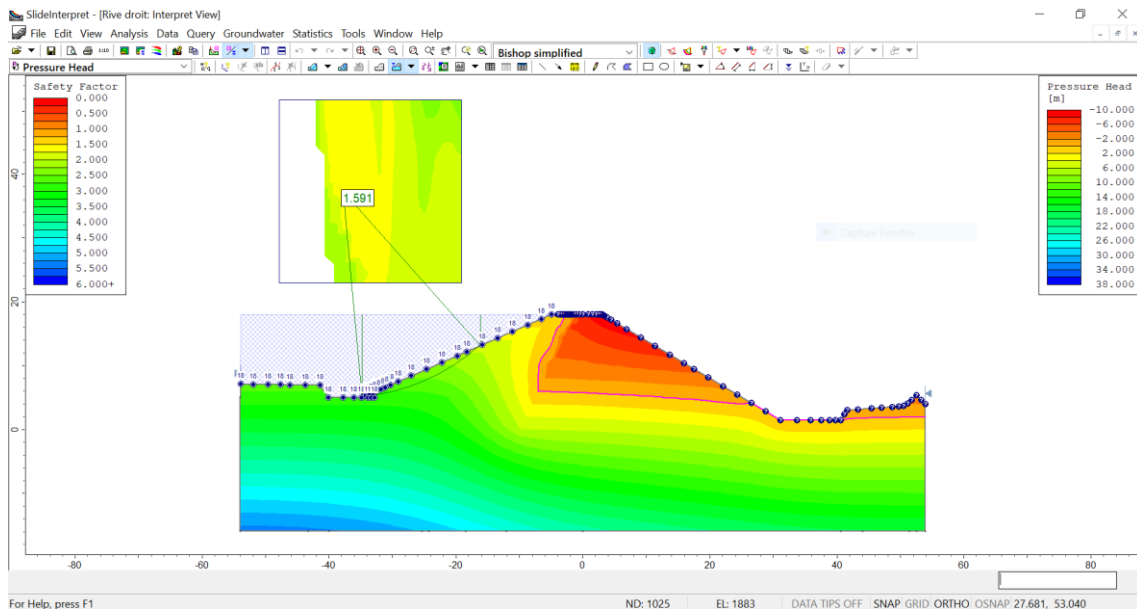


Figure V.14 Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation, cas régime du barrage plein en amont

B.2 régime du barrage plein masque aval

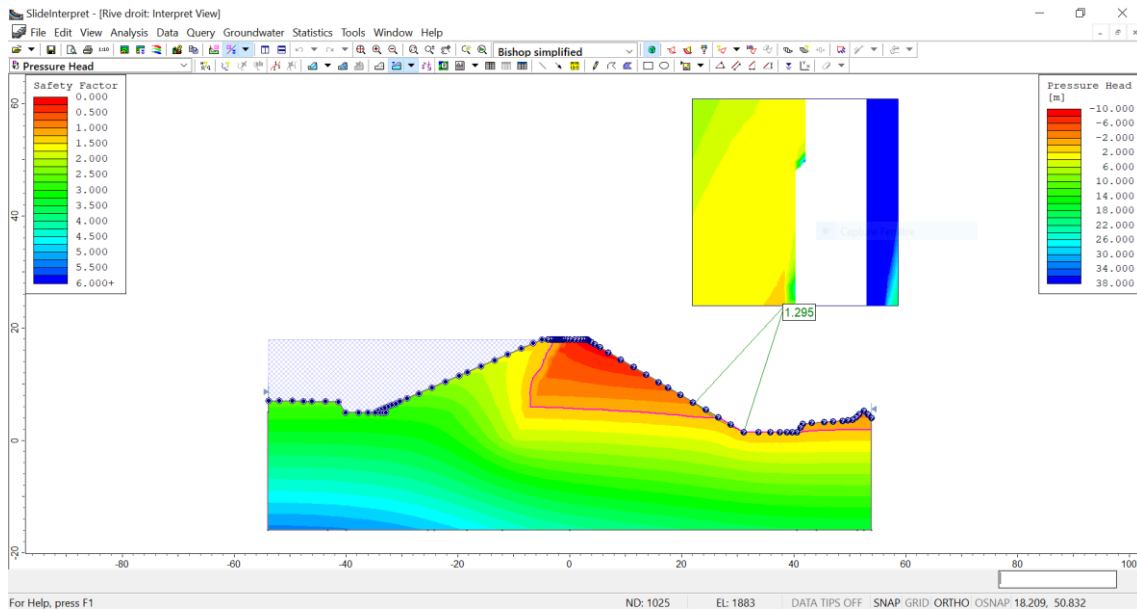


Figure V.15 Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation, Cas régime du barrage plein en aval

C. Vidange rapide du barrage

C.1 Vidange rapide du barrage masque amont

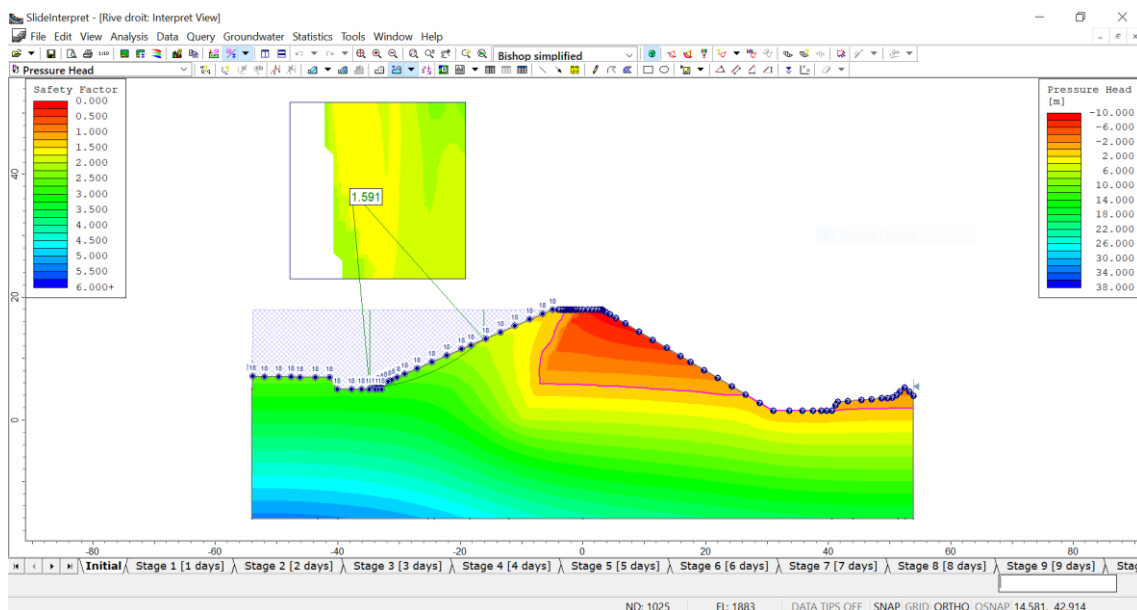


Figure V.16 Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation, Cas vidange rapide en amont

C.2 Vidange rapide du barrage masque aval

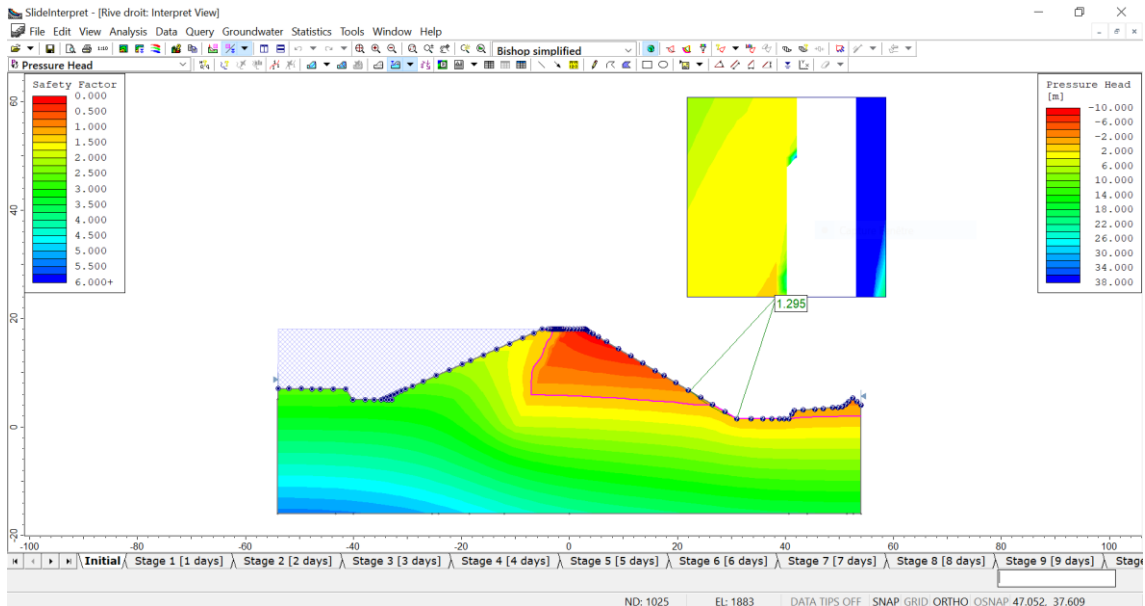


Figure V.17 Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation, Cas vidange rapide en aval

D. L'état sismique du sol

D.1 L'état sismique du sol masque amont

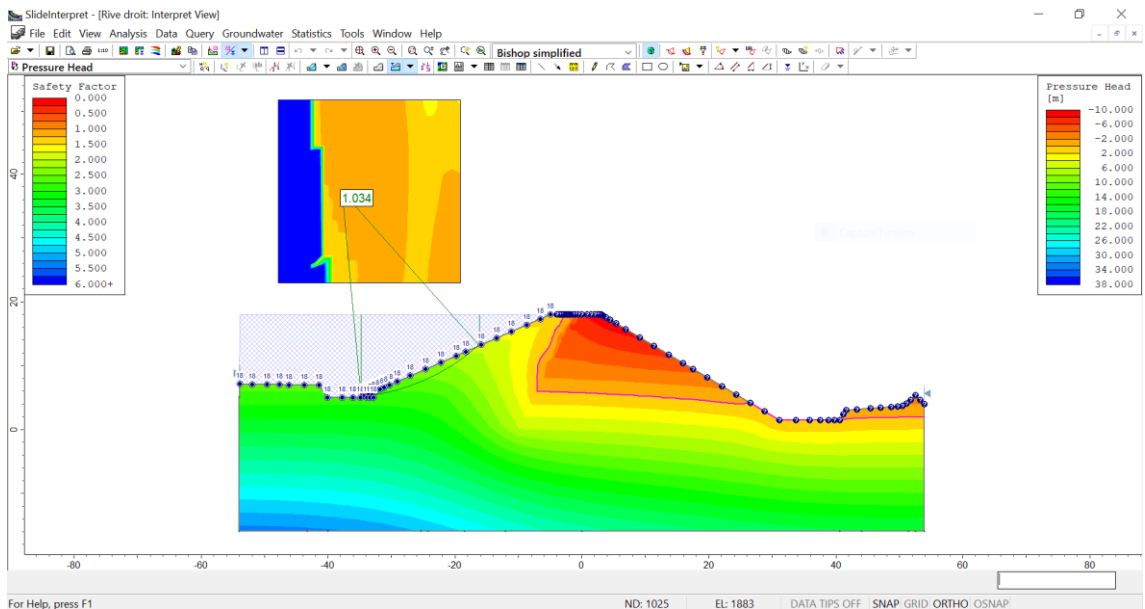


Figure V.18 Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation, Cas L'état sismique en amont.

D.2 L'état sismique du sol masque aval

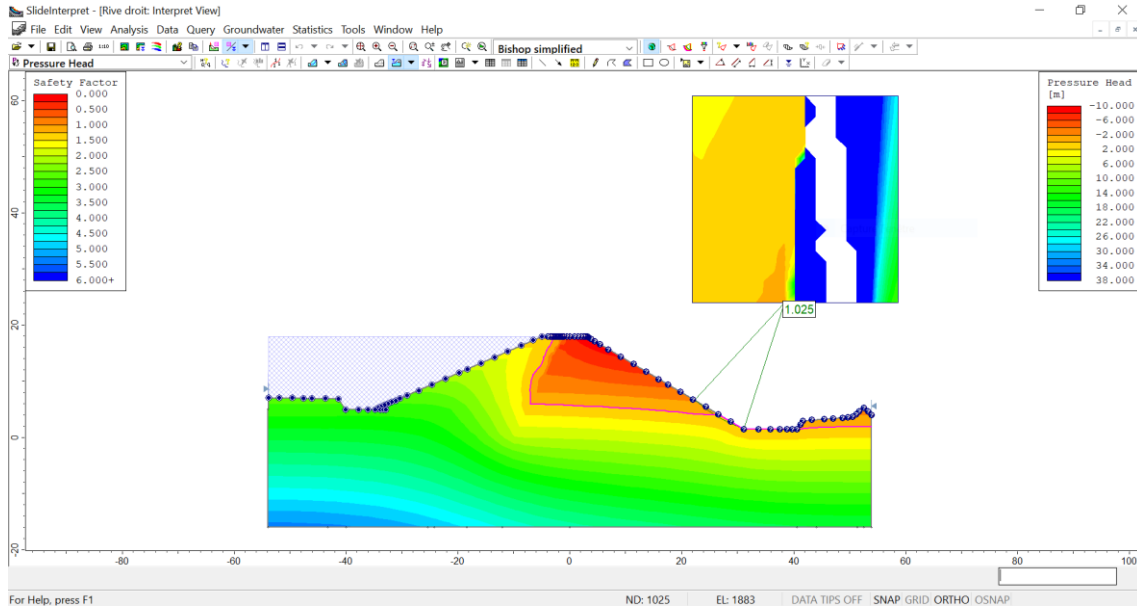


Figure V.19 Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation, Cas L'état sismique en aval.

Tableau V. 9 Le tableau suivant resume les résultats obtenus des coefficients de sécurité pour différent cas de charge

Définition du cas de charge	Valeur minimale du coefficient nt de sécurité	Coefficient de sécurité obtenu	
		amont	aval
Fin construction	1.5	1.52	1.58
régime du barrage plein	1.1	1.59	1.29
Vidange rapide	1.1	1.59	1.29
L'état sismique du sol	1	1.03	1.02

V.6.3 Profil en rive gauche

A. Cas de fin de construction

A.1 Cas de fin de construction masque amont

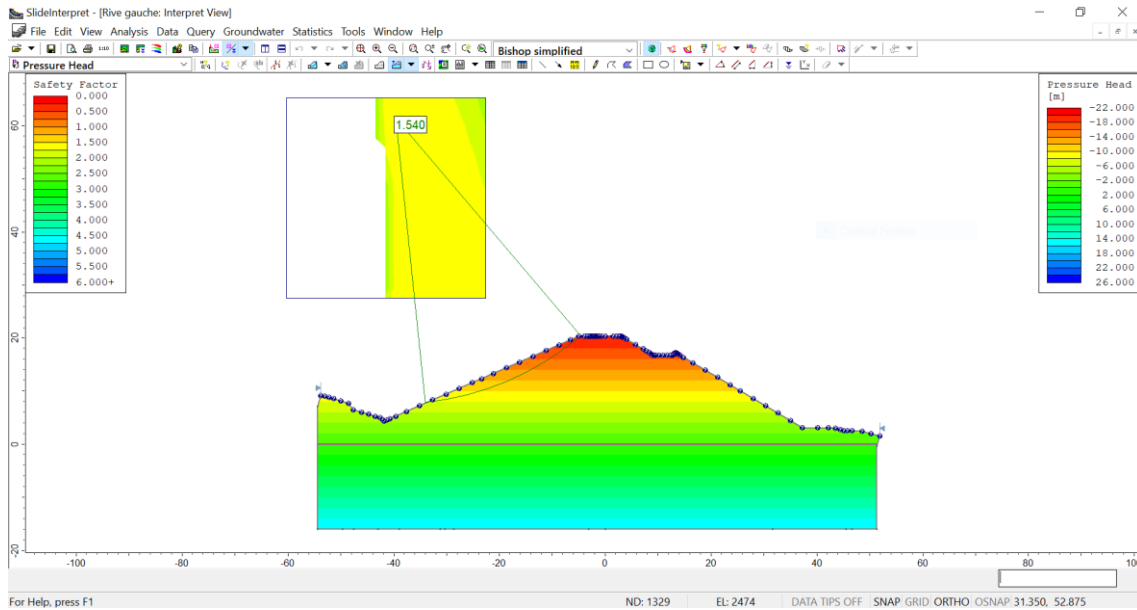


Figure V.20 Zones favorables par le glissement circulaire, Cas fin construction en amont.

A.2 Cas de fin de construction masque aval

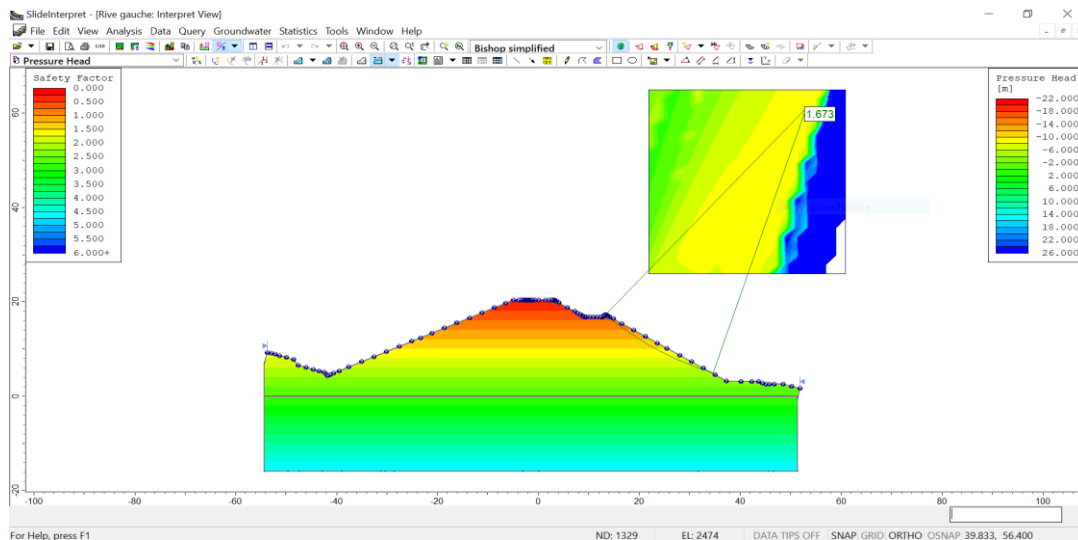


Figure V.21 Zones favorables par le glissement circulaire, Cas fin construction en aval

B. régime du barrage plein

B.1 régime du barrage plein masque amont

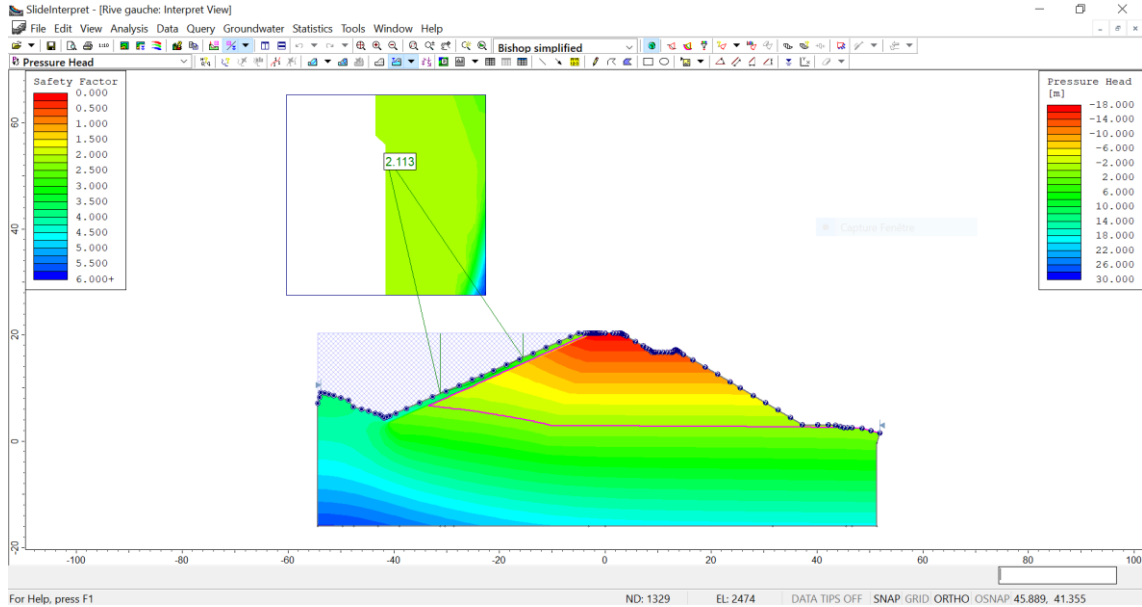


Figure V.20 Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation, Cas régime du barrage plein en amont

B.2 régime du barrage plein masque aval

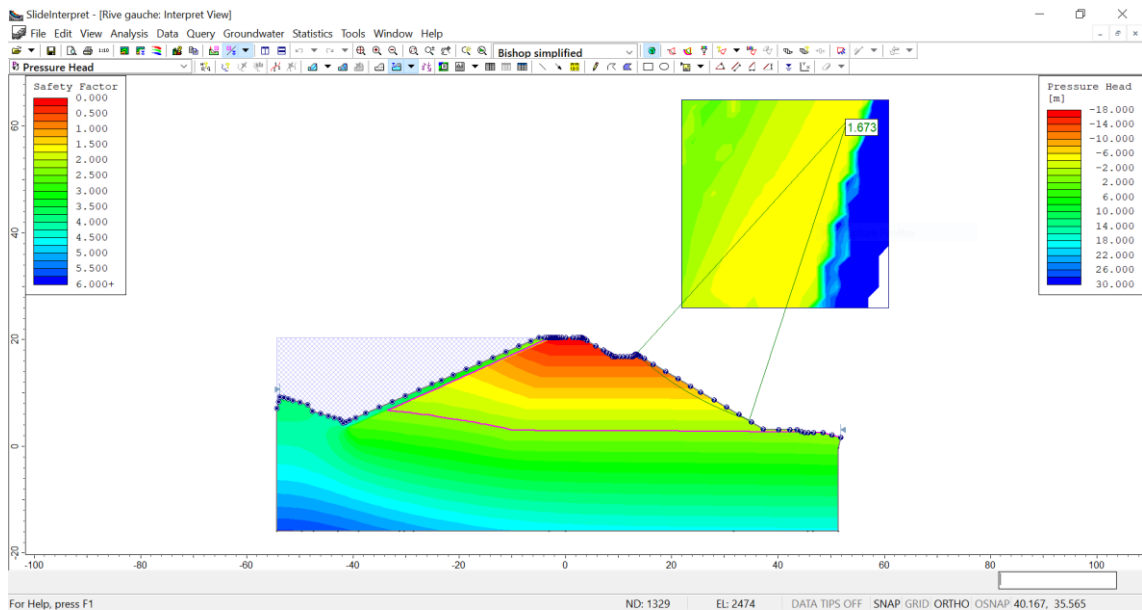


Figure V.21 Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation, Cas régime du barrage plein en aval

C. Vidange rapide du barrage

C.1 Vidange rapide du barrage masque amont

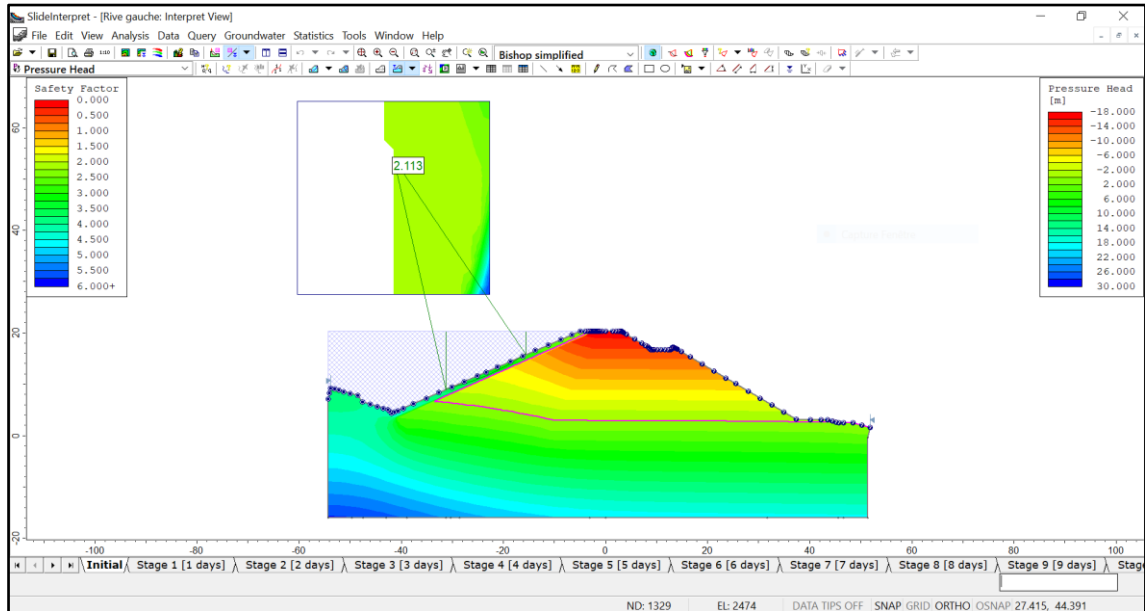


Figure V.22 Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation, Cas vidange rapide en amont

C.2 Vidange rapide du barrage masque aval

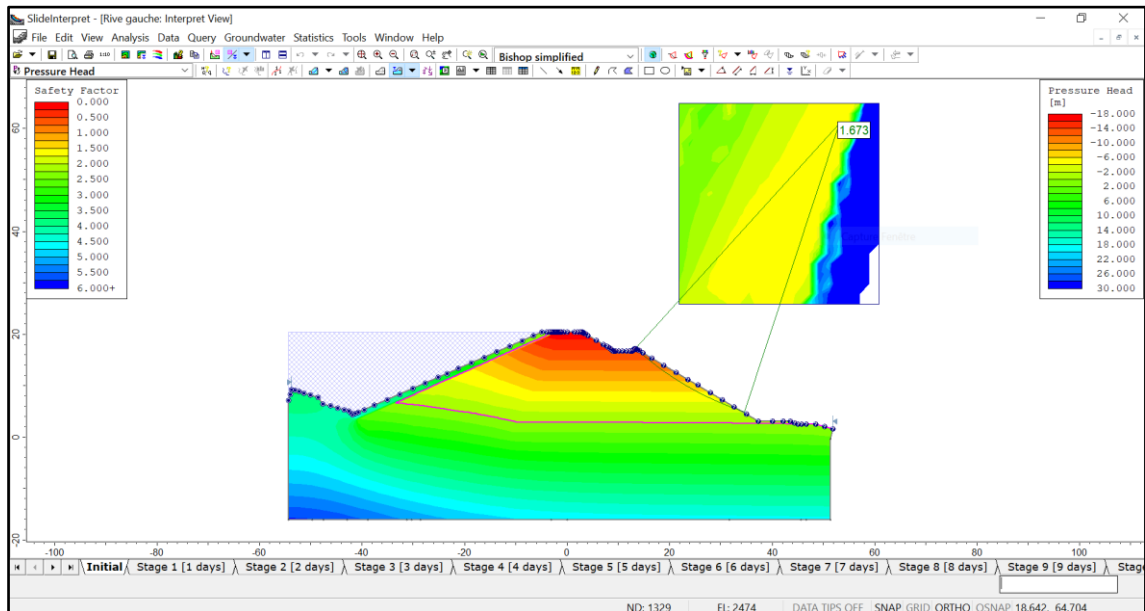


Figure V.23 Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation, Cas vidange rapide en aval

D. L'état sismique du sol

D.1 L'état sismique du sol masque amont

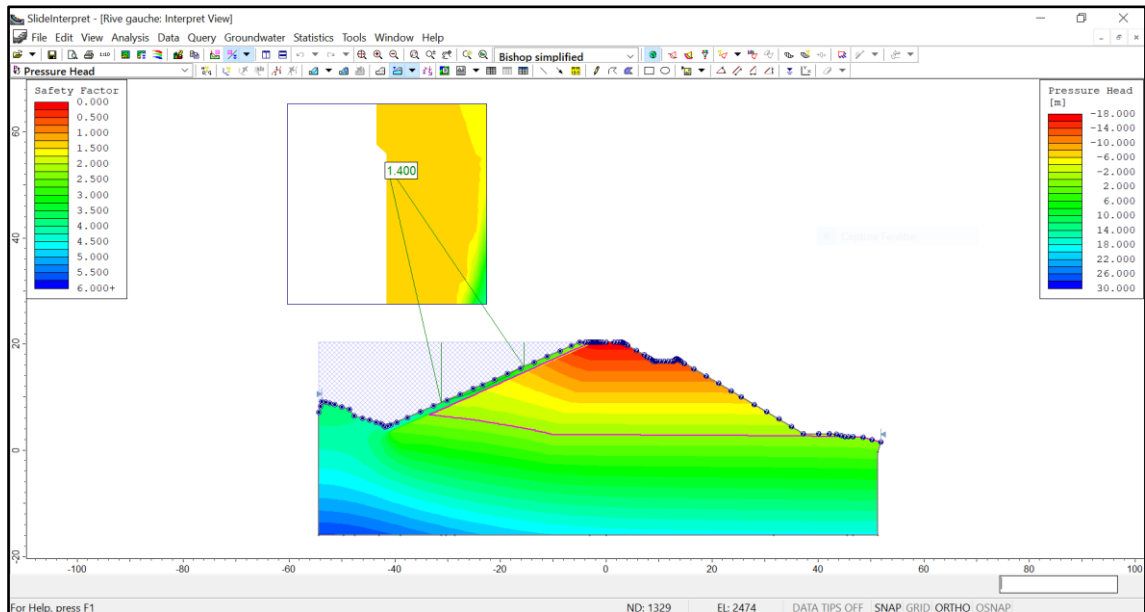


Figure V.24 Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation, Cas L'état sismique en amont

D.2 L'état sismique du sol masque aval

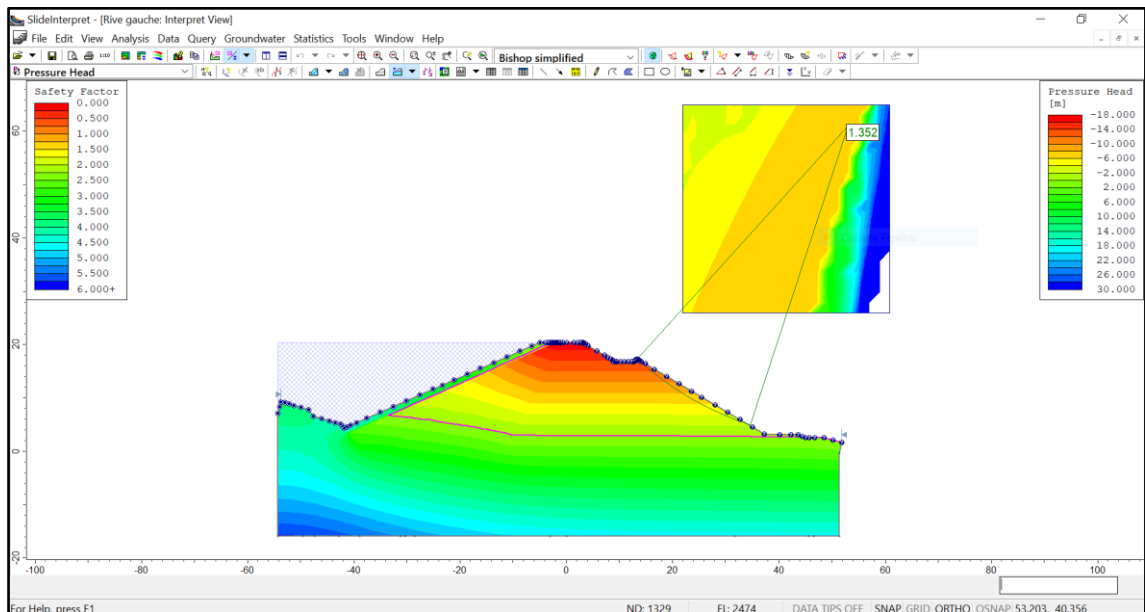


Figure V.25 Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation, Cas L'état sismique en aval

Tableau V. 10 Le tableau suivant resume les résultats obtenus des coefficients de sécurité pour different cas de charge

Définition du cas de charge	Valeur minimale du coefficient nt de sécurité	Coefficient de sécurité obtenu	
		amont	aval
Fin construction	1.5	1.54	1.67
régime du barrage plein	1.1	2.11	1.67
Vidange rapide	1.1	2.11	1.67
L'état sismique du sol	1	1.4	1.35

Conclusion Générale

Conclusion générale

Les risques de rupture de barrage peuvent être dus à l'érosion du sol fin formant le noyau, à l'érosion du socle rocheux, à des problèmes de stabilité dus à de fortes pressions interstitielles, à des apports à fortes pentes, à des débordements de barrage ou à des effets sismiques. L'étude de la stabilité des talus des barrages est une partie essentielle de la conception des barrages en terre.

Dans cette partie de l'étude, nous avons évalué le facteur de sécurité de chaque versant dans différentes situations (avec ou sans séisme) à l'aide du logiciel RocscienceSlide 6.0. D'après l'étude de la stabilité du barrage de Majidel, on peut conclure que pour :

1- le profil axial :

- Une couche de recharge en amont, avec un poids volumique égal à $21 \text{ (kN/m}^3\text{)}$, angle de frottement égal 32° et une cohésion de l'ordre de 0.5 kpa , est une solution pour améliorer le coefficient de sécurité et protéger le talus aval du barrage dans le cas du barrage plein.
- Une recharge en aval en enrochement, avec un poids volumique égal à $35 \text{ (kN/m}^3\text{)}$, angle de frottement égal 47° et une cohésion de l'ordre de 1.5 kpa , est une solution pour améliorer le coefficient de sécurité et protéger le talus aval du barrage dans le cas du barrage plein avec un séisme.

2- Profil rive droite et rive gauche :

- Lors de l'analyse statique et dynamique du comportement du barrage, nous avons constaté que les valeurs des coefficients de sécurité obtenus dans notre cas sont supérieures aux paramètres qui satisfont et confirment la stabilité des remblais.
- En comparant les différentes valeurs calculées du facteur de sécurité, nous avons enregistré l'état de recharge, le plus négatif est celui dans lequel le barrage est plein avec un séisme

Références bibliographiques

Références bibliographiques

- [1] hadjira FEMMAM1 etnaimaBENMEBAREK; *effets des drains sur la stabilite des barrages en terre*; article Courrier du Savoir – N°11, Mars 2011, pp.09-15; Université de Biskra-Algérie
- [2] SEFIANE Choayb, MAYOUFI Salaheddine.Étude numérique de la stabilité d'unbarrage en terre par Rocscience. Cas du barrage soubella.pp.1 - wilaya de msila), memoire master université mohamedboudiaf - m'sila -Algérie, 2021.
- [3] SEFIANE Choayb, MAYOUFI Salaheddine.Étude numérique de la stabilité d'unbarrage en terre par Rocscience. Cas du barrage soubella. BELKHEIR messaoudetude de stabilité d'un barrage en terre a zones cas barrage ainzada, b.b. argeridj; memoire master université mohamedboudiaf - m'sila -Algérie,2015.
- [4] BELKHEIR messaoudetude de stabilité d'un barrage en terre a zones cas barrage ainzada,b.b. argeridj pp 5 ; memoire master université mohamedboudiaf - m'sila - Algérie,2015.
- [5] SEFIANE Choayb, MAYOUFI Salaheddine.Étude numérique de la stabilité d'unbarrage en terre par Rocscience. Cas du barrage soubella pp 14.
- [6] BELKHEIR messaoudetude de stabilité d'un barrage en terre a zones cas barrage ain zada, b.b. argeridj pp 14. Ministère de l'écologie et du développement durable; *les ruptures des barrages*. - France, 2004
- [7]SEFIANE Choayb, MAYOUFI Salaheddine.Étude numérique de la stabilité d'unbarrage en terre par Rocscience. Cas du barrage soubella pp 17. Ministère de l'écologie et du développement durable; *les ruptures des barrages*. - France, 2004.).
- [8] SEFIANE Choayb, MAYOUFI Salaheddine.Étude numérique de la stabilité d'unbarrage en terre par Rocscience. Cas du barrage soubella pp 18. Ministère de l'écologie et du développement durable; *les ruptures des barrages*. - France, 2004.
- [9] SEFIANE Choayb, MAYOUFI Salaheddine.Étude numérique de la stabilité d'unbarrage en terre par Rocscience. Cas du barrage soubella pp 19. Ministère de l'écologie et du développement durable; *les ruptures des barrages*. - France, 2004.).
- [10] SEFIANE Choayb, MAYOUFI Salaheddine.Étude numérique de la stabilité d'unbarrage en terre par Rocscience. Cas du barrage soubella pp 22. MADANI ILYAS Etude de la

Références bibliographiques

stabilité à long terme d'un barrage rigide, cas barrage El'Ksob, M'silamemoire master université mohamedboudiaf - m'sila -Algérie, 2015.

[11] Soulef MOKHTAR AHDOUGA, ANALYSE DE LA STABILITE D'UN REMBLAI (Application au cas du remblai d'Ain Arnat -wilaya de Sétif) 2017/2018.

[11] BENHAMIDOUCHE walid,bediraanalysefouad, l'effet des infiltrations sur la stabilité d'un barrage en terre (application au cas du barrage de soubella - wilaya de msila), memoire master université mohamedboudiaf - m'sila -Algérie, 2017.

[12] Barrage en remblai animé par Emmanuel ALONSO, chapitre IV-conception du remblai.

[13] Toutriel du logiciel ROCSCIENCE SLIDE 6.0.

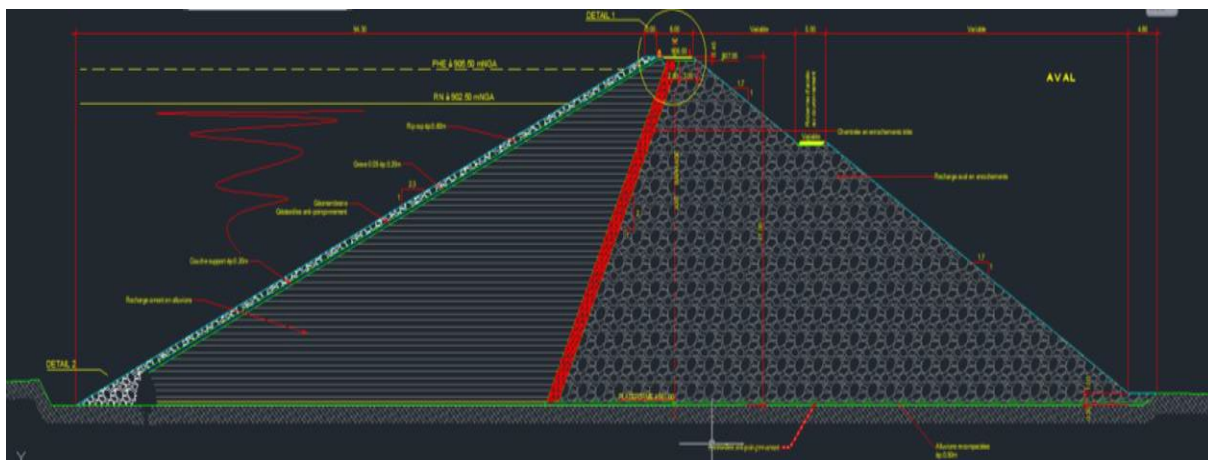
[14] Abd El-Hafid MEBARKIA ; Etudes des caractéristiques physico-chimiques des eaux de surface, cas du barrage d'Ain zada wilaya de bordj bou-arreridj ; mémoire magister université badjimokhtar-annaba -Algérie, 2011.

[15] SEFIANE Choayb, MAYOUFI Salaheddine.Étude numérique de la stabilité d'unbarrage en terre par Rocseience. Cas du barrage soubella pp 66.

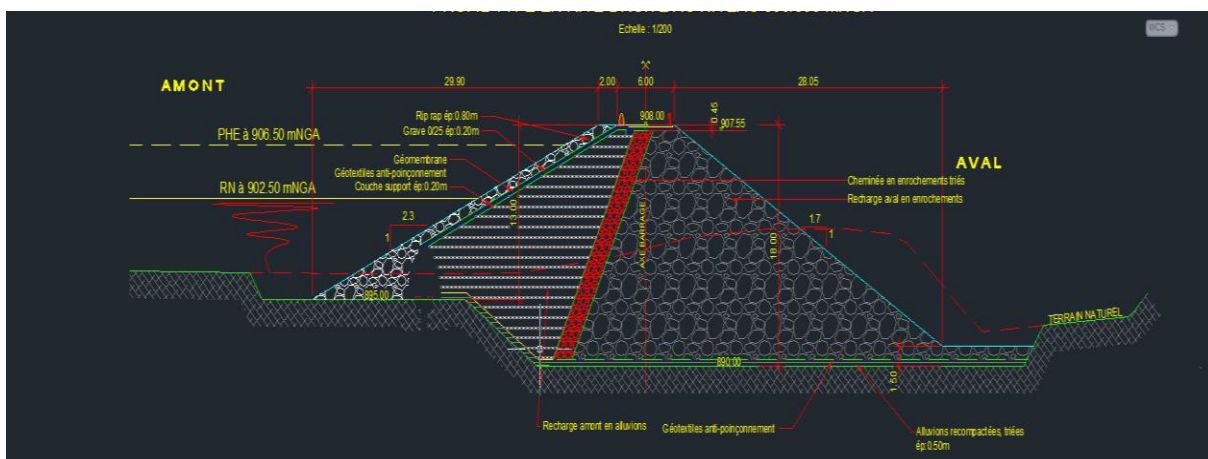
Références bibliographiques

Annexes

1 Profil axial du barrage



2 Profil rive droite



3 Profil rive gauche

