

**Ministère de l'enseignement supérieure
Et de la recherche scientifique
Université Mohamed Boudiaf - M'sila**



**Faculté de technologie
Département d'Hydraulique**

MEMOIRE

**Présenté pour l'obtention du diplôme
De MASTER**

FILIERE : Hydraulique

**Option : Ouvrages Hydrauliques et Aménagements
THEME**

**Etude de stabilité d'un barrage en terre
à zones
Cas barrage AIN ZADA, B.B. Arreridj**

Dirigé par :

Mr : DOUGHA M

Présenté par :

Mr : BELKHEIR Messaoud

Promotion : 2015/2016

Remerciements

Nous tenons à remercier tout d'abord « ALLAH », qui nous a donné la force de faire ce modeste travail.

Nous tenons à remercier personnellement notre encadreur Mr DOUGHА. M pour ses orientations, et pour avoir contribué à l'élaboration de ce présent mémoire.

Et ainsi que Tous les enseignants du département d'hydraulique qui ont contribué à notre formation et les connaissances qu'ils nous ont transmises grâce auxquelles nous avons pu réaliser ce travail.

Sans oublier mes amies et collègues.

DEDICACE

A mon père

Pour sa patience et considérable sacrifices 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

SOMMAIRE

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	1
-----------------------------	---

CHAPITRE I

Généralités sur les barrages en terre

I.1 INTRODUCTION	2
I.2 Construction des barrages à travers les âges	2
I.2.1 Les barrages en Algérie	3
I.3 Barrages en remblais	3
I.3.1 Types de barrage en terre	3
I.3.2 Organes d'étanchéités des barrages en terre	5
I.3.2 Etanchéité des fondations des barrages en terre	8
I.4 Les risques de rupture des barrages	11
I.4.1 Les causes de rupture des barrages	11
I.4.2 Les types de rupture	12
I.4.3 Les accidents les plus graves	13
I.5 Conclusion	14

CHAPITRE II

Facteur de sécurité et différentes méthodes de calcul de stabilité

II. 1 Introduction	15
II. 2 Pathologie liée à l'instabilité de l'ouvrage	15
II. 2.1 Le glissement des talus	15
II. 2.2 Le mécanisme de glissement	16
II. 2.3 Causes du glissement	19
II. 3 Etude des infiltrations dans un barrage en terre	20
II.3.1 Equation de la ligne de saturation	21
II.3.2 Ecoulement à travers un barrage à noyau anisotrope	24
II.3.3 Etude des pressions interstitielles	27
II.3.4 Débit de fuite par infiltration à travers le corps de la digue	28
II.3.5 Mécanisme de l'érosion interne et développement de phénomène renards	28
II.4 Calcul de stabilité	31
II.4.1 Notion du coefficient de sécurité	31
II.4.2 Méthode des tranches	31
II.4.2.1 Méthode de Fellenius	32
II.4.2.2 La méthode de Bishop simplifiée :	33
II.4. 3 Méthodes de calcul de stabilité sous séisme	34

II.4.4 Coefficient de sécurité admissible	35
II.5 Conclusion.....	35

CHAPITRE III

Présentation du barrage d'AIN ZADA

III.1 INTRODUCTION.....	36
III.2 Situation géographique.....	37
III.3 Caractéristiques hydrologiques et autres paramètres du barrage	39
III.3.1 Le barrage et sa retenue	39
III.3.2 La digue principale	39
III.3.3 Les matériaux utilisés	40
III.3.4 Ouvrages annexes du barrage	41
III.4 Etude géotechnique du barrage	44
III.5 Hydrogéologie du site du barrage	46
III.6 Choix des profils à étudier	47

CHAPITRE IV

Application sur le barrage d'AIN ZADA

IV.1 Introduction.....	48
IV.2 Présentation de logiciel ROCSCIENCE SLIDE.....	48
IV.2.1 Introduction	48
IV.2.2 Paramètres du projet.....	48
IV.2.2 Discrétisation Géométrique	49
IV.2.3 Modélisation de eaux souterraines	50
IV.2.4 Maillage.....	51
IV.2.5 Conditions aux limites.....	52
IV.2.6 Propriétés hydrauliques	52
IV.2.7 Exécution les analyses des infiltrations.....	53
IV.2.8 Interprétation des résultats de l'infiltration	53
IV.2.9 Analyse de stabilité	54
IV. 3 Application sur le barrage d'AIN ZADA	57
IV.3.1 La géométrie des profils de la digue	57
IV.3.2 Les infiltrations du barrage.....	57
IV.3.3 Détermination du coefficient de sécurité.....	63
IV.3.3.1 Stabilité en fin de construction	63
IV.3.3.2 État normal en service, retenue pleine :	65
IV.3.3.3 Cas de vidange rapide :	67

IV.3.3.4 État normal en service pendant un séisme :	70
IV.3.4 Détermination des débits filtrés	72
IV.3.4.1 Estimation des débits de fuite total	72
CHAPITRE V	
Etude paramétrique	
V.1 Introduction	74
V.2 Influence de la perméabilité sur la stabilité	74
V.3 Relation entre la perméabilité du noyau et le débit de fuite	77
V.4 Influence de la voile d'injection sur la stabilité	79
V.3 Relation entre la profondeur de la voile d'injection et le débit de fuite	82
V.5 Conclusion	84
CONCLUSION GENERALE	85
Bibliographie	86
Annexes	87



Liste des tableaux

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I. 1 Les accidents les plus graves de rupture des barrages	14
Tableau II. 1 : Classification des sites sismiques.	35
Tableau II. 2 Valeurs du coefficient de stabilité admissible	35
Tableau III. 1 Résultats des essais effectués sur les échantillons du noyau	46
Tableau III. 2 Les caractéristiques hydrogéologiques du site du barrage	46
Tableau IV. 1 Récapitulation des caractéristiques des matériaux utilisées dans le modèle	60
Tableau IV. 2 Valeurs du coefficient de sécurité par différentes méthodes, cas de fin construction	65
Tableau IV. 3 Valeurs du coefficient de sécurité par différentes méthodes, cas d'état normal...	66
Tableau IV. 4 Valeurs du coefficient de sécurité par différentes méthodes, sans Rip-rap, cas de vidange rapide.	68
Tableau IV. 5 Valeurs du coefficient de sécurité par différentes méthodes, avec Rip-rap, cas de vidange rapide.	70
Tableau IV. 6 Valeurs du coefficient de sécurité, état normal avec un séisme.	72
Tableau IV. 7 Débits volumiques de fuite pour différent profils de la digue.	72
Tableau V. 1 Variation du coefficient de sécurité en fonction de perméabilité de noyau	74
Tableau V. 2 Variation du débit de fuite en fonction de la perméabilité du noyau.	77
Tableau V. 3 Variation du coefficient de sécurité en fonction de la profondeur de la voile d'injection.....	79
Tableau V. 4 Variation du débit de fuite en fonction de la profondeur de la voile d'injection ...	82

Liste des figures

LISTE DES FIGURES

Figure I. 1 Barrage de Béni Haroun, Wilaya de Mila – Algérie	3
Figure I. 2 Barrage en terre homogène.....	4
Figure I. 3 Barrage en terre hétérogène.....	5
Figure I. 4 Barrage à masque amont	5
Figure I. 5 Noyau en argile vertical et incliné.....	6
Figure I. 6 Diaphragme interne	6
Figure I. 7 Masque amont en béton de ciment	7
Figure I. 8 Masque amont en béton bitumineux	7
Figure I. 9 Masque en membrane souple	8
Figure I. 10 Clé d'étanchéité.....	9
Figure I. 11 Paroi moulée.....	9
Figure I. 12 Voile d'injection.....	10
Figure I. 13 Tapis d'étanchéité.....	10
Figure I. 14 Barrage Fergoug en 1907 avant la rupture et en déversement.	12
Figure I. 15 Barrage Fergoug après la catastrophe de 1928 ;et après la reconstruction en 1986.	13
Figure I. 16 Vue sur le barrage de Teton (USA) avant et après rupture.	13
Figure II. 1 Le glissement circulaire d'un talus	16
Figure II. 2 Le mécanisme de glissement circulaire coté Aval en situation de crue.....	17
Figure II. 3 Le mécanisme de glissement coté fleuve lors de la décrue.	18
Figure II. 4 Trajectoire de l'eau à travers le barrage	21
Figure II. 5 Trace de la ligne de saturation dans le cas d'un barrage homogène.....	22
Figure II. 6 Tracé de la ligne de saturation d'un barrage à drain.....	23
Figure II. 7 Trace de la ligne de saturation d'un barrage à noyau	24
Figure II. 8 Réseau d'écoulement dans un sol anisotrope	25
Figure II. 9 (a)-Milieu fictif transformé isotrope. (b)-Milieu réel anisotrope.....	26
Figure II. 10 Exemple de processus d'érosion interne dans un barrage	29
Figure II. 11 La masse du talus découpé en tranches.	31
Figure II. 12 Représentation des forces sur une tranche, méthode de Fellenius.....	32
Figure II. 13 Représentation des forces sur une tranche, méthode de Bishop	33
Figure II. 14 Forces pseudo-statiques apportées à un talus	34
Figure III. 1 Situation régionale du Barrage d'Ain Zada.....	37
Figure III. 2 Vue en plan de la retenue du barrage d'Ain Zada.....	37

Figure III. 3 Photos satellitaires du barrage d'Ain Zada.	38
Figure III. 4 Photo de la digue principale et coupe en travers du barrage d'Ain zada	40
Figure III. 5 Photos de l'évacuateur de crue de type saut de ski du barrage d'Ain zada (1) pendant leur construction 1984 et (2) l'évacuateur de crue déversé.	42
Figure III. 6 La tour des prises du barrage.....	43
Figure III. 7 Courbe de remplissage du barrage d'Ain Zada	44
Figure IV. 1 Boîte de dialogue du paramètres du projet «Project Settings ».	49
Figure IV. 2 Activation de l'analyse l'état des eaux souterraines sur Slide.....	50
Figure IV. 3 Dialogue pour définir le maillage des éléments finis pour l'analyse des eaux souterraines.....	52
Figure IV. 4 Dialogue permettant d'affecter les conditions aux limites.....	52
Figure IV. 5 Dialogue pour définir des propriétés hydrauliques.	53
Figure IV. 6 Boîte de dialogue Propriétés des matériaux Définir.....	54
Figure IV. 7 Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.	55
Figure IV. 8 Méthodes d'analyse dans les paramètres du projet.	55
Figure IV. 9 Grille de dialogue Espacement.	56
Figure IV. 10 Résultats de la grille de recherche.	56
Figure IV. 11 Erreur de discrétisation géométrique.....	58
Figure IV. 12 Les éléments en 2D les plus couramment utilisés.	58
Figure IV. 13 Génération du maillage avec des éléments triangulaires à trois nœuds profil P 600.	58
Figure IV. 14 Iso-lignes de pression interstitielle.	61
Figure IV. 15 Iso-lignes des gradients totaux hydrauliques.....	61
Figure IV. 16 Iso-lignes de la charge hydraulique.	61
Figure IV. 17 Détermination de la nappe de saturation du profil axial P600	62
Figure IV. 18 Détermination de la nappe de saturation Profil P500.....	62
Figure IV. 19 Détermination de la nappe de saturation du Profil P650.....	62
Figure IV. 20 Résultats de la stabilité P600, cas fin construction talus Amont, par méthode Fellenius	63
Figure IV. 21 Résultats de la stabilité P600, cas fin construction talus amont, par méthode Bishop.....	64
Figure IV. 22 Résultats de la stabilité P600 cas fin construction, talus aval, par méthode Bishop	64

Figure IV. 23 Résultats de la stabilité P600 cas fin construction, talus aval par méthode Fellenius	65
Figure IV. 24 Résultats de la stabilité P600, cas état normal, retenue pleine, par méthode de Fellenius	66
Figure IV. 25 Résultats de la stabilité P600, cas état normal, retenue pleine, par méthode Bishop	66
Figure IV. 26 Résultats de la stabilité P600, Cas de vidange rapide avec Rip-rap, par méthode Bishop.....	67
Figure IV. 27 Résultats de la stabilité P600, Cas de vidange rapide, sans Rip-rap, par méthode Fellenius	67
Figure IV. 28 Valeurs du coefficient de sécurité en fonction du temps, sans Rip-rap, cas de vidange rapide.	68
Figure IV. 29 Résultats de la stabilité P600, Cas de vidange rapide, avec Rip-rap, par méthode Fellenius	69
Figure IV. 30 Résultats de la stabilité P600, Cas de vidange rapide, avec Rip-rap, par méthode Bishop.....	69
Figure IV. 31 Valeur du coefficient de sécurité en fonction du temps, avec Rip rap cas de vidange rapide.	70
Figure IV. 32 Résultats de la stabilité P600 état normal en dynamique, méthode Bishop	71
Figure IV. 33 Résultats de la stabilité P600 état normal en dynamique, méthode Fellenius.....	71
Figure IV. 34 Schéma de la méthode d'estimation du débit total de fuite.....	72
Figure V.1 Variation du coefficient de sécurité en fonction de la perméabilité de noyau	75
Figure V. 2 Variation du coefficient de sécurité en fonction de la perméabilité de noyau	75
Figure V. 3 Coefficient de sécurité et le cercle de glissement le plus favorable, pour $k = 10^{-9}$ m/s	76
Figure V. 4 Coefficient de sécurité et le cercle de glissement le plus favorable, pour $k = 10^{-6}$ m/s	76
Figure V. 5 Coefficient de sécurité et le cercle de glissement le plus favorable, pour $k = 10^{-5}$ m/s	76
Figure V. 6 Variation du débit de fuite en fonction de la perméabilité de noyau	77
Figure V. 7 Lignes piézométriques et le débit de fuite à travers le noyau, pour $k = 10^{-3}$ m/s.....	78
Figure V. 8 Lignes piézométriques et le débit de fuite à travers le noyau, pour $k = 10^{-5}$ m/s.....	78
Figure V. 9 Lignes piézométriques et le débit de fuite à travers le noyau, pour $k = 10^{-9}$ m/s.....	78
Figure V. 10 Position de la voile d'injection dans le corps du barrage.....	79

Figure V. 11 Variation du coefficient de sécurité en fonction de la profondeur de la voile d'injection (D'après la méthode de Fellenius).....	80
Figure V. 12 Variation du coefficient de sécurité en fonction de la profondeur de la voile d'injection (D'après la méthode de Bishop simplifiée).....	80
Figure V. 13 Coefficient de sécurité et cercle de glissement favorable pour profondeur 60 m...	81
Figure V. 14 Coefficient de sécurité et cercle de glissement favorable pour profondeur 30 m...	81
Figure V. 15 Coefficient de sécurité et cercle de glissement favorable pour profondeur 20 m...	81
Figure V. 16 Variation du débit de fuite en fonction de la profondeur de la voile d'injection....	82
Figure V. 17 Débit de fuite pour une profondeur de voile d'injection de 50 m.....	83
Figure V. 18 Débit de fuite pour une profondeur de voile d'injection de 40 m.....	83
Figure V. 19 Débit de fuite pour une profondeur de voile d'injection de 20 m.....	83

ملخص

السدود الترابية تطرح مشكل التوازن وبصفة خاصة انزلاق المنحدر والذي عادة ما يتسبب في تلف أكثر كارثية في السدود الكبيرة. تقريرنا يناقش استقرار سد عين زادة الذي يقع 25 كم غرب مدينة سطيف و40 كلم شرق مدينة برج بوعرييج. هذا السد يندرج في فئة السدود الكبيرة.

استقرار السد اخذ بعين الاعتبار التحليل السكوني والذي يترجم بي:

- حالة نهاية بناء.
- حالة العمل العادية
- حالة التفريغ السريع

والتحليل الديناميكي والذي يترجم بي:

- الحالة الزلزالية للتربة.

الأداة الرقمية المستعملة في هذه الدراسة هو (*ROCSCIENCE SLIDE 6.0*) والذي يركز على المحاكاة بواسطة طريقة العناصر المنتهية .

نتائج عامل الأمان التي تم الحصول عليها من خلال كل حالة تمت دراستها كانت مشجعة.

Résumé

Les barrages en remblai posent le problème de stabilité et en particulier le glissement des talus qui provoquant généralement des dégâts d'autant plus catastrophiques dans les grands barrages.

Notre rapport traite la stabilité du barrage d'AIN ZADA qui se trouve à 25 Km à l'Ouest de Sétif et à 40 km à l'Est de B.B.Arreridj. Ce barrage rentre dans la catégorie des grands barrages.

La stabilité du barrage a pris en compte l'analyse statique traduit par :

- Cas fin de construction.
- Cas retenue normal.
- Cas vidange rapide.

Et l'analyse dynamique traduit par :

- Pour la présence d'un séisme.

L'outil numérique utilisé dans cette étude est *ROC SCIENCE SLIDE 6.0*, basé sur la méthode des éléments finis.

Les résultats obtenus du coefficient de sécurité pour chaque cas traité sont acceptables.

Abstract

Fill dams pose the problem of stability particularly the sliding slope which causes in, general, damages much serious in the big dams.

Our report deals with the stability of the dams of AIN ZADA which is located 25 km west of Setif and 40 km East of B.B Arrerij. This dams belongs to the big dams category.

The dams stability takes into consideration the statistical analysis consisting in:

- End of construction case.
- Normal reservoir case.
- Quick emptying case.

And the dynamic analysis consisting in :

- For the existence of an earth quake.

The numeric tool used in this study is ROC SCIENCE SLIDE 6.0, based on the finite element method.

The obtained results of safety factor for each case are acceptable.

INTRODUCTION

GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

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, bien sûr,
- 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. [13]

L'objectif de notre travail est d'exploiter l'outil numérique pour étudier la stabilité du barrage d'AIN ZADA liés aux différents cas critiques affectant l'ouvrage pendant sa durée de vie. L'outil exploité est le logiciel Rocscience Slide 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 d'Ain Zada est présentée.

Le quatrième chapitre offre une présentation de l'outil numérique Rocscience Slide 6.0, suivi par d'application sur le barrage étudié, avec détermination de la ligne de saturation et le coefficient de sécurité dans les différents cas (fin construction, retenue normal, 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 Ain zada

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



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 volumes à mettre en œuvre pour la construction d'un barrage en terre sont en général importants : 5 à 15 fois plus que pour un barrage en béton du type poids susceptible d'être réalisé sur le même site. Pour des petits ouvrages, il est fréquent d'avoir à compacter de 20000 à 100000 m³ en terre. Les grands barrages nécessitent des millions et même des dizaines de millions de m³. Le transport et la mise en œuvre des matériaux sont des éléments essentiels pour le prix de revient. Le transport sur de longues distances devient vite très onéreux. Sauf pour des matériaux particuliers, comme la terre destinée à la construction du noyau ou les enrochements de qualité, des distances de 2000 à 3000 m doivent être considérées comme le maximum envisageable.

De fait il est rare, sauf pour les petits ouvrages, de disposer sur place des matériaux permettant de bâtir une digue homogène . Le massif sera donc souvent constitué de plusieurs zones formées de terres différentes.

I.2 Construction des barrages à travers les âges

A travers le temps, l'homme a recherché de disposer des réserves d'eau non seulement pour assurer ses besoins vitaux et économiques, mais aussi pour se protéger contre les crues et l'érosion. Vers la fin du XIXe siècle, la force hydraulique est employée pour faire face aux besoins en énergie hydroélectrique. L'essor des grands barrages a donc été en phase avec le développement démographique des villes. Parallèlement, des travaux ont aussi été entrepris pour la régularisation des cours d'eau, l'alimentation des canaux et l'atténuation des étiages.

Les premiers barrages importants sont réalisés avec les premières civilisations de l'Antiquité, en particulier dans la vallée du Nil, en Mésopotamie, en Chine et en Asie du Sud.

De nombreux barrages en remblai ont été réalisés aux USA dès le milieu du XIXe siècle.

Plusieurs d'entre eux ont été détruits par submersion lors de crue. [1].

I.2.1 Les barrages en Algérie

Selon le ministère des Ressources en eau : l'Algérie compte 50 barrages en exploitation, 11 sont en cours de réalisation et 50 autres barrages à l'étude. Ces derniers devraient être réalisés avant 2020. Parmi les barrages en exploitation, nous citons El Hamiz à Alger ; Béni Haroun à Mila, Timgad, Taqsebt, Tichy-haf, Tilesdit , Koudiat Acerdoun, ... etc.

Le barrage de Béni Haroun est considéré comme le plus grand barrage en Algérie avec une capacité de stockage de 960 millions de mètres cube. Le barrage est équipé par une grande station de pompage d'eau brute, dont sa puissance est de 180 MW. Le barrage alimente en eau potable plusieurs régions limitrophes de la wilaya de Mila, notamment les wilayas de Jijel, Constantine, Oum el Bouaghi, Batna et Khenchela. Le barrage fournit également une quantité importante d'eau d'irrigation pour quelques centaines d'hectares d'exploitations agricoles dans les régions voisines.

En juin 2011, le barrage a atteint son niveau le plus élevé depuis le début de son remplissage graduel en 2005 en atteignant le volume de 851 millions de mètres cube.



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

I.3 Barrages en remblais

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 homogènes

Ils sont totalement construits avec un seul matériau qui est le plus souvent argileux remplissant simultanément les deux fonctions d'écran et de masse. Ce matériau doit présenter des caractéristiques permettant de garantir une étanchéité suffisante et une stabilité du remblai. Figure. I.2

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

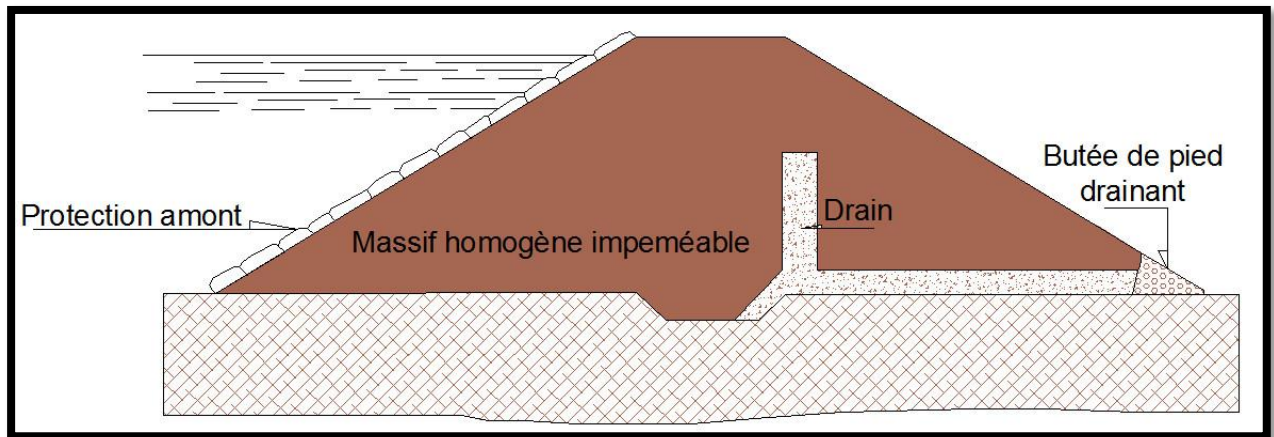


Figure I. 2 Barrage en terre homogène

I.3.1.2 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.3.

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 où 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.

Notons que le noyau étanche peut être vertical ou incliné et parfois remplacé par un diaphragme en béton, en ciment ou bitumineux.

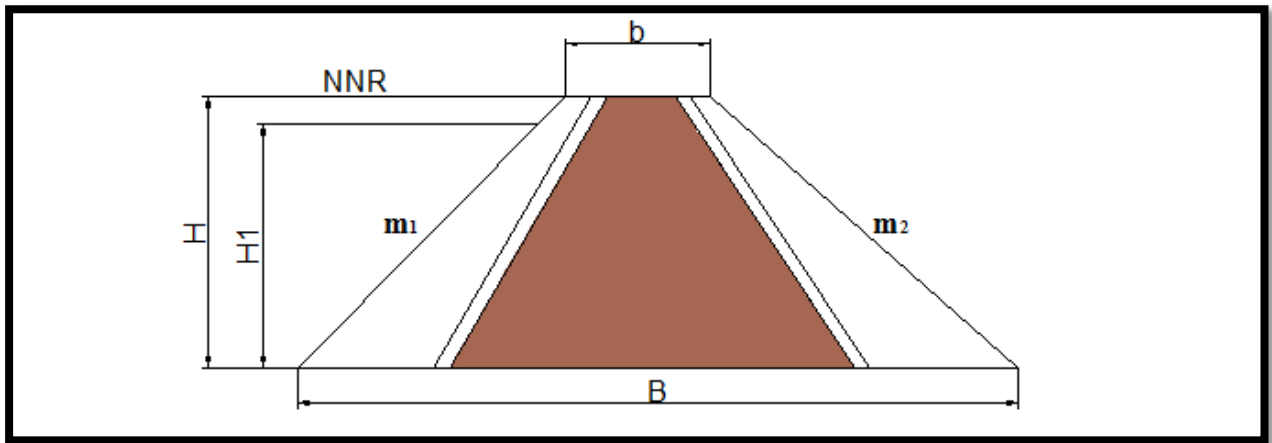


Figure I. 3 Barrage en terre hétérogène

I.3.1.3 Barrages en terre à masque amont

Les barrages en terre à masque sont des remblais perméables avec un écran imperméable appelé masque placé sur le parement amont. Figure I. 4.

Le corps du barrage est construit avec un matériau quelconque pour autant qu'il soit peu déformable et pouvant assurer la stabilité au glissement de l'ensemble de l'ouvrage.

Le masque qui assure l'étanchéité peut être en béton, en produits bitumineux ou en géomembrane. La présence de ce masque sur le parement amont présente un double avantage de pouvoir faire des réparations en cas de dégradation du masque et de permettre de faire des vidanges rapides sans risque de glissements.

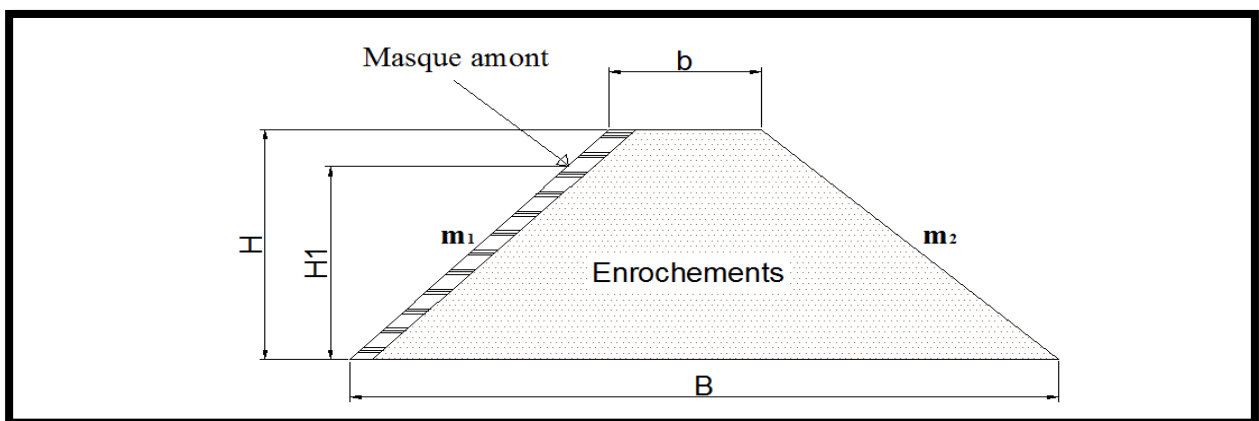


Figure I. 4 Barrage à masque amont

I.3.2 Organes d'étanchéités des barrages en terre [2]

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.3.2.1 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.

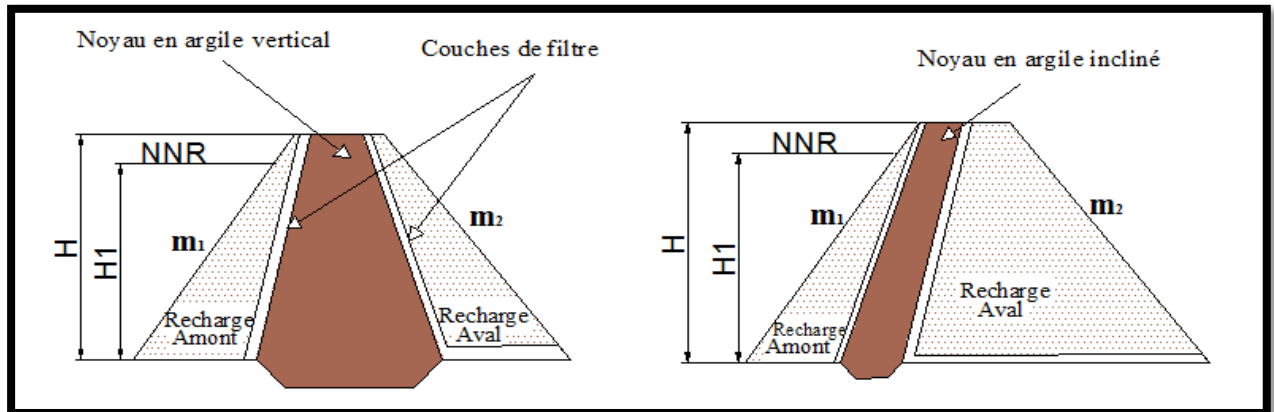


Figure I. 5 Noyau en argile vertical et incliné

I.3.2.2 Diaphragme interne

Si l'on ne dispose pas de matériaux argileux pour réaliser un noyau assurant l'étanchéité, on peut recourir à la solution de diaphragme central qui est généralement exécuté sous forme d'une paroi moulée en béton armé ou en béton d'argile. Figure I. 6.

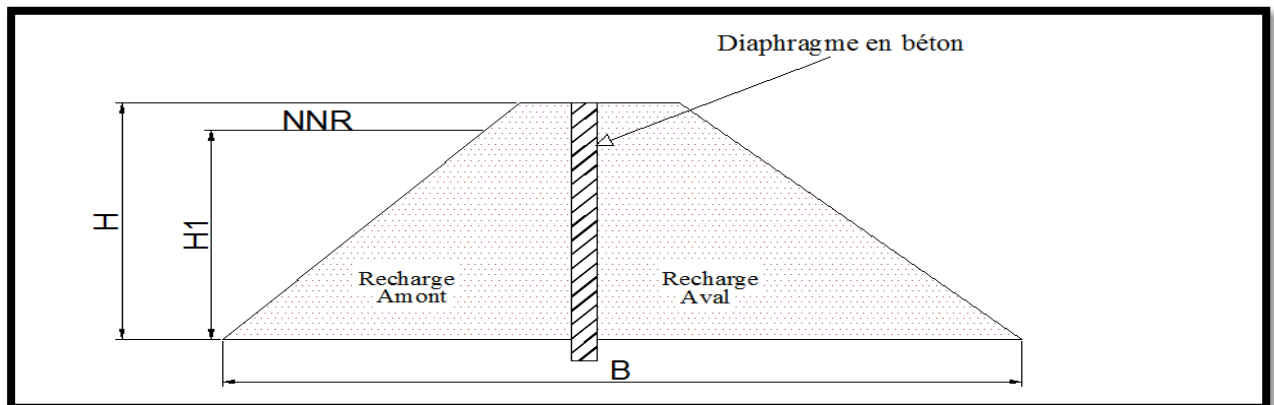


Figure I. 6 Diaphragme interne

I.3.2.3 Masque amont

Le masque amont qui constitue l'organe d'étanchéité est classiquement exécuté en béton de ciment, en béton bitumineux ou en géomembrane. Il a une épaisseur réduite, ce qui lui permet de s'accommoder aux déformations du massif support.

I.3.2.1.1 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.

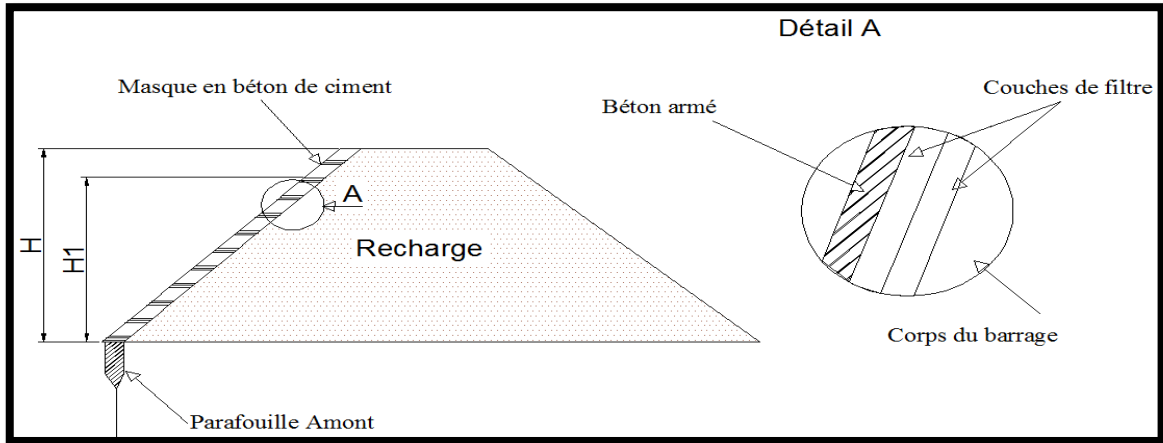


Figure I. 7 Masque amont en béton de ciment

I.3.2.1.2 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. Figure I. 8.

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

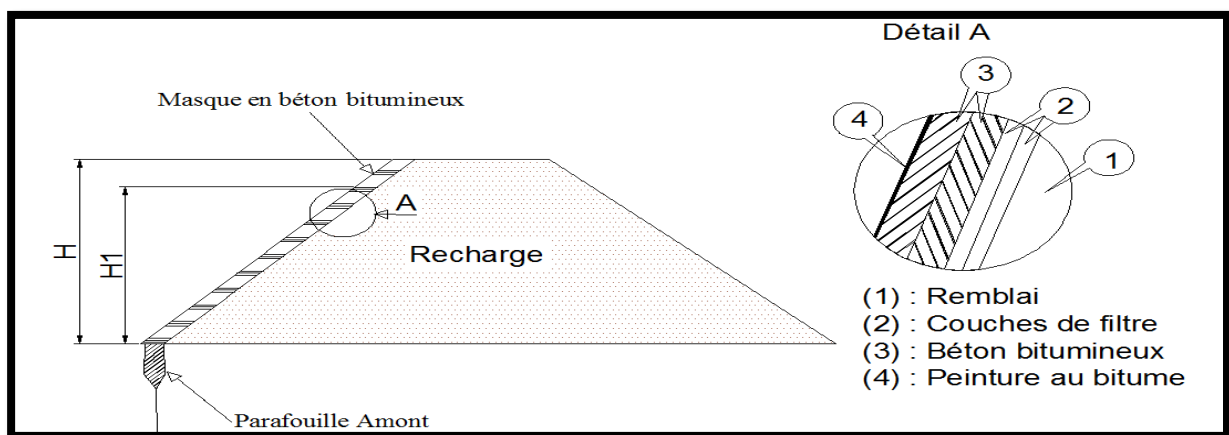


Figure I. 8 Masque amont en béton bitumineux

I.3.2.1.3 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. 9.

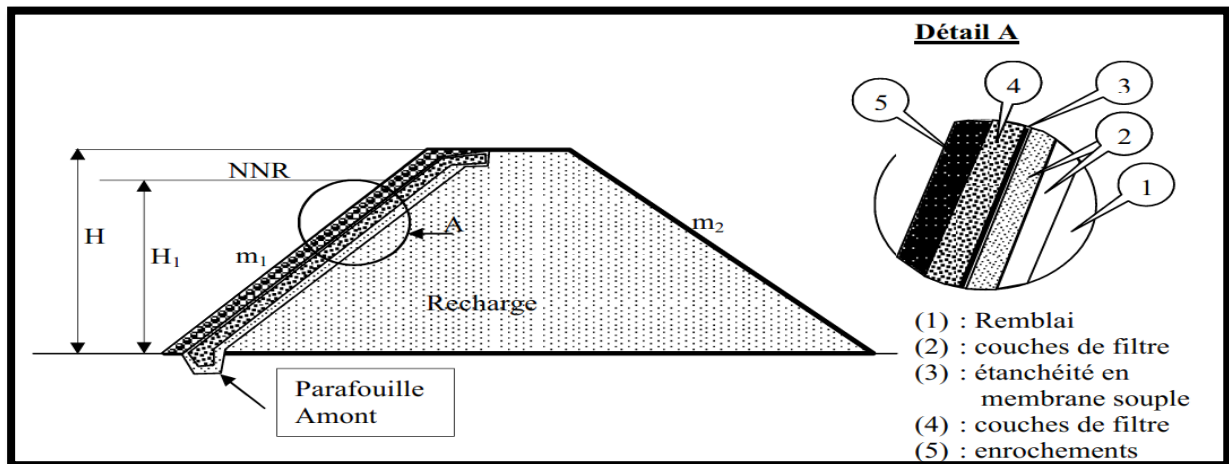


Figure I. 9 Masque en membrane souple

I.3.2 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.3.2.1 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. 10.

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

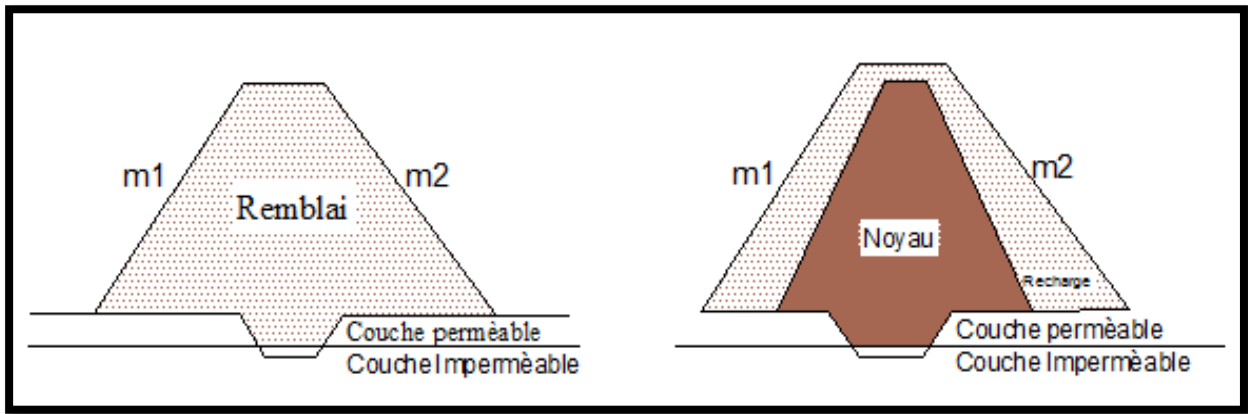


Figure I. 10 Clé d'étanchéité

I.3.2.2 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. 11.

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.

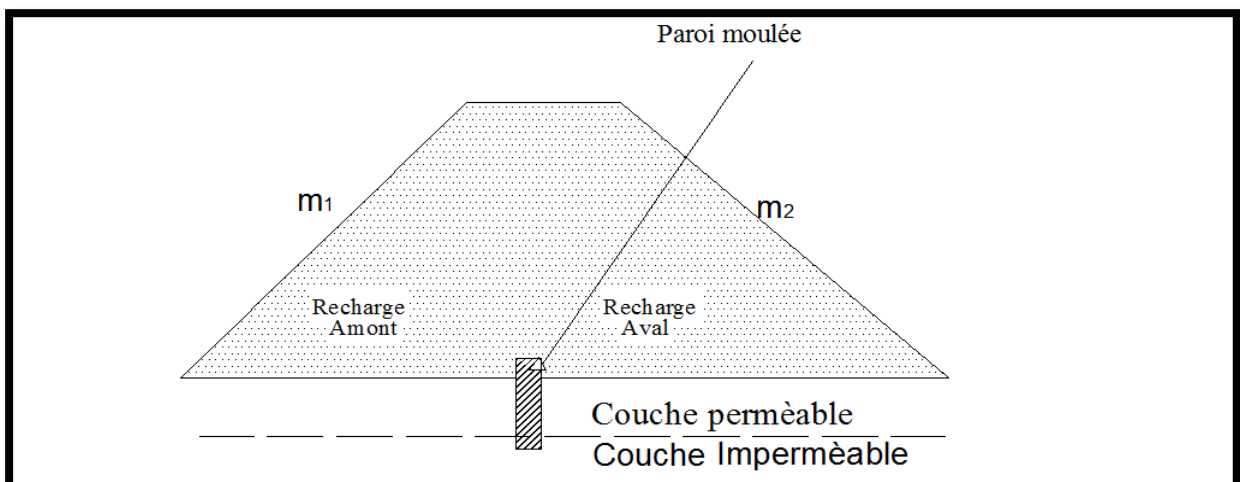


Figure I. 11 Paroi moulée

I.3.2.3 Traitement des fondations par injection

L'injection consiste à faire pénétrer dans un milieu plus au moins perméable un matériau comestible 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. 12.

Les injections sont utilisables aussi bien dans le cas d'une fondation meuble que dans celui de massifs rocheux plus ou moins fissurés. Les produits d'injection étant adaptés au matériau traité (coulis de bentonite et ciment, coulis spéciaux). La coupure comporte les 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.

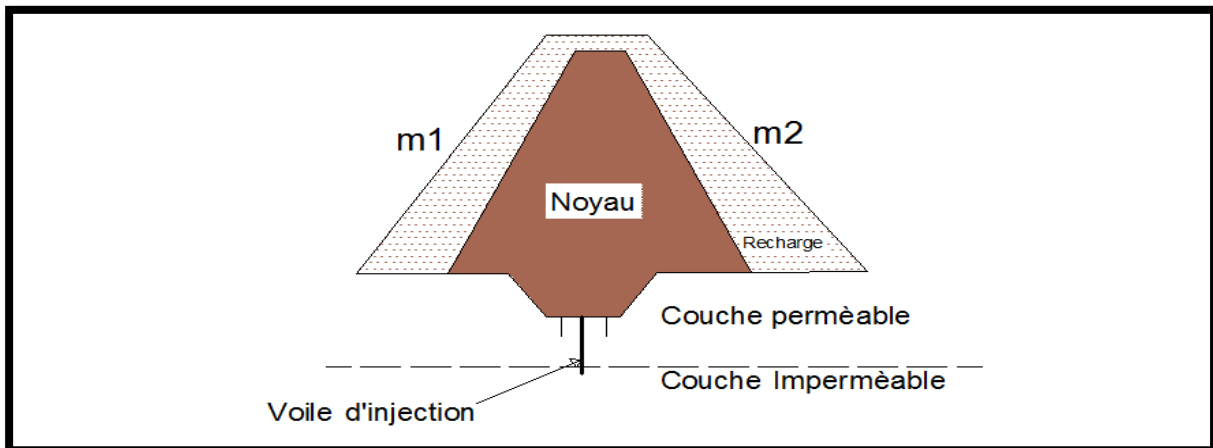


Figure I. 12 Voile d'injection

I.3.2.4 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. 13.

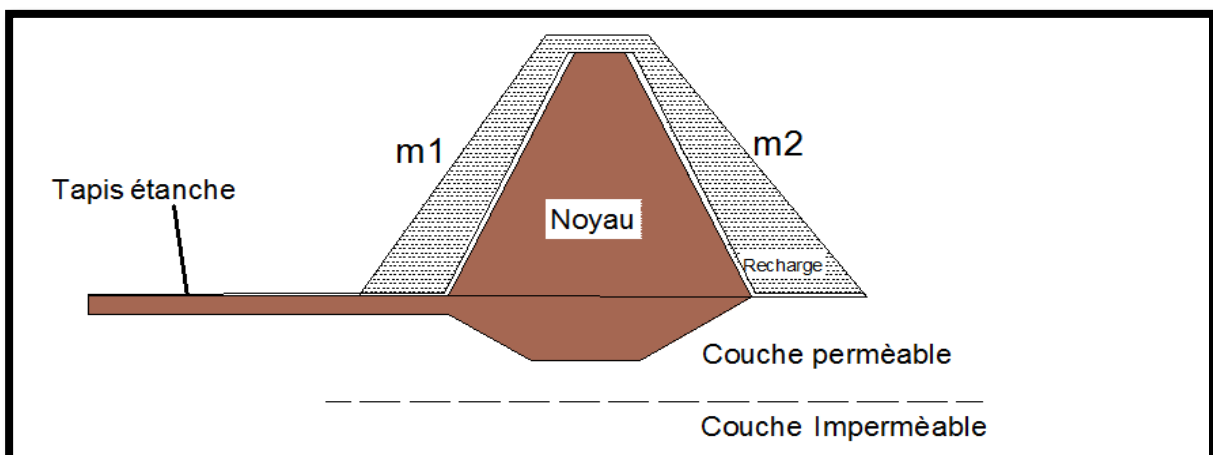


Figure I. 13 Tapis d'étanchéité

I.4 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.

I.4.1 Les causes de rupture des barrages [3]

Les causes de rupture d'ouvrage peuvent être de différents ordres

I.4.1.1 Problèmes techniques

Les problèmes techniques peuvent entraîner la rupture d'un ouvrage. Il peut s'agir d'un défaut de fonctionnement des vannes permettant l'évacuation des crues ou bien d'un vice de conception, de construction ou de matériaux. Le type de barrage, les matériaux utilisés, la nature des fondations ainsi que l'âge de l'ouvrage vont avoir une influence sur l'apparition de ces problèmes. Cependant, l'évolution des techniques de construction rend les barrages modernes beaucoup plus sûrs.

I.4.1.2 Causes naturelles

Les causes naturelles peuvent également être à l'origine de rupture de barrage. Il en est ainsi des crues exceptionnelles, d'intensité supérieure à celle retenue pour le dimensionnement des ouvrages évacuateurs, appelée crue de projet. Le niveau de sécurité retenu est généralement compris entre la crue millénaire et la crue décennale. Les barrages en remblai ne supportent pas la submersion et sont donc plus vulnérables aux débordements. La phase de chantier pour les barrages en construction est une période sensible aux risques de crue, car les ouvrages d'évacuation ne sont pas encore opérationnels.

Les glissements de terrains, soit de l'ouvrage lui-même dans le cas de barrages en remblai, soit des terrains entourant la retenue sont également une cause de rupture. L'ouvrage peut être déstabilisé par un glissement (barrage de Malpasset, 1959) ou bien submergé par la vague engendrée par un glissement en amont de la retenue (barrage du Vajont, 1963).

Enfin les séismes peuvent causer des dommages mineurs à ne pas négliger (déformations, tassements, fissures, etc.). Le risque sismique est systématiquement pris en compte lors de la conception des ouvrages, même s'il est peu élevé. Les ruptures de barrages dues aux séismes sont d'ailleurs très rares.

I.4.1.3 Causes humaines

Les causes humaines peuvent enfin être à l'origine d'accidents : études préalables pas assez approfondies, contrôle d'exécution insuffisant, erreurs d'exploitation, défaut de surveillance et d'entretien ou encore actes de malveillance, sabotage, attentat, guerre (les barrages sont néanmoins protégés par la convention de Genève).

I.4.2 Les types de rupture

La rupture est liée à une évolution plus ou moins rapide d'une dégradation de l'ouvrage susceptible d'être détectée par la surveillance et l'auscultation. Les barrages en remblai peuvent être touchés par une rupture progressive, causée par un phénomène d'érosion externe ou interne. L'érosion externe est engendrée par des circulations d'eau sur la crête de l'ouvrage. Le phénomène peut durer quelques minutes à quelques heures selon la taille des matériaux, leur cohésion, le revêtement de la crête et la hauteur de l'eau qui s'écoule au-dessus du barrage. L'érosion interne correspond à l'entraînement des matériaux au sein du corps de l'ouvrage ou de sa fondation. Elle est provoquée par des percolations excessives à travers l'ouvrage. Le conduit de fuite s'agrandit par érosion jusqu'à provoquer l'effondrement de la structure.

Les barrages en maçonnerie ou en béton sont menacés par une rupture instantanée partielle ou totale, produite par renversement ou par glissement d'un ou de plusieurs plots.

I.4.2.1 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

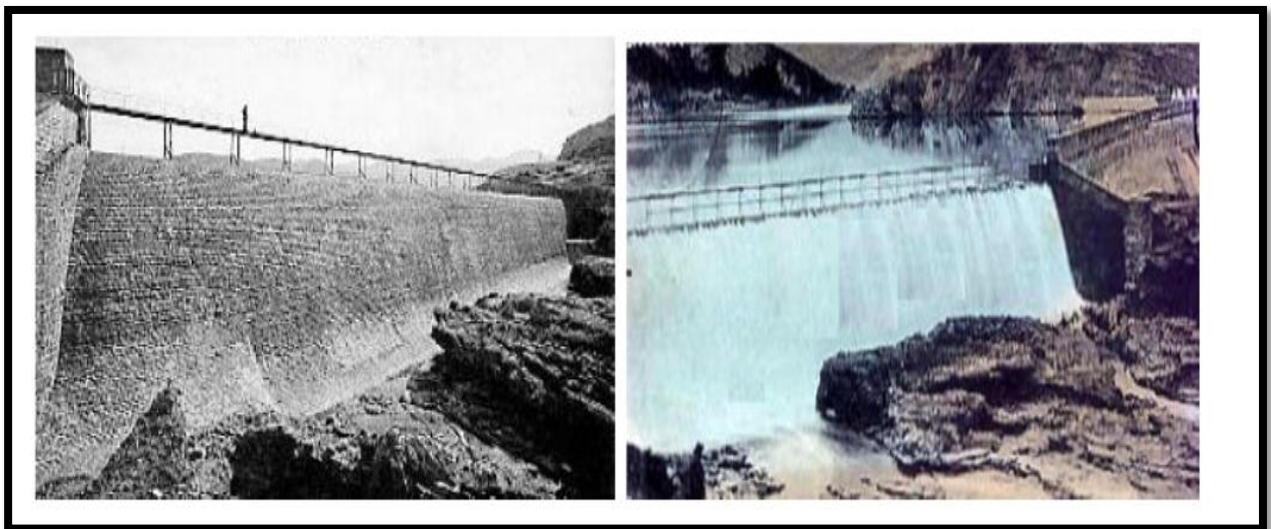


Figure I. 14 Barrage Fergoug en 1907 avant la rupture et en déversement.

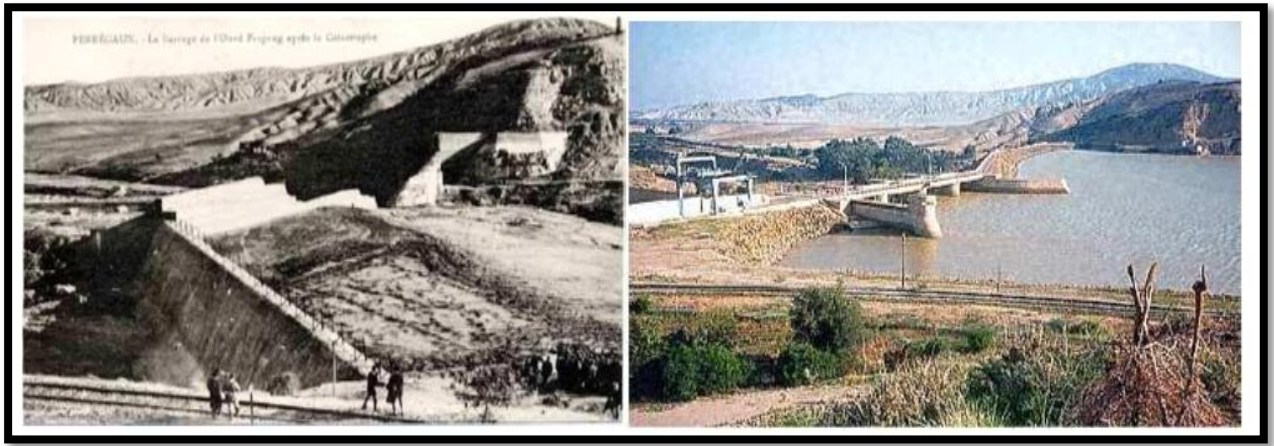


Figure I. 15 Barrage Fergoug après la catastrophe de 1928 ; et après la reconstruction en 1986

I.4.2.2 Etat critique de l'érosion régressive (cas du barrage Teton aux états unis).

Plusieurs accidents provoqués par l'érosion, parmi les exemples les plus connus sont à la rupture du barrage Téton. Le barrage de Teton est été situé sur la rivière de Teton, trois milles de nord-est de Newdale, Idaho (U.S.A). Il a été conçu pour fournir la commande d'inondation, la production d'électricité, et l'irrigation pour plus de 40.000 hectares de champs.

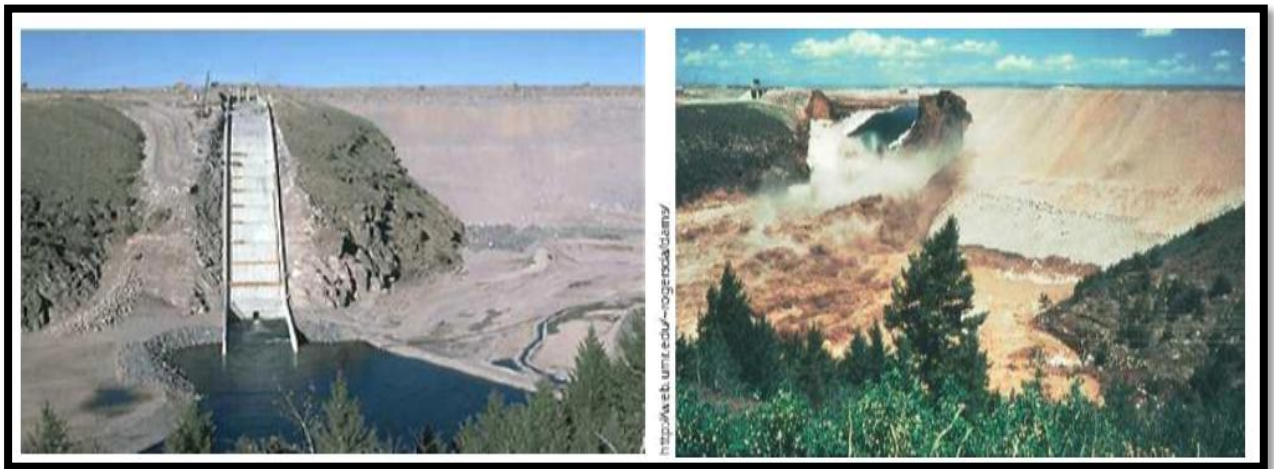


Figure I. 16 Vue sur le barrage de Teton (USA) avant et après rupture.

I.4.3 Les accidents les plus graves

Entre 1959 et 1987, 30 accidents de rupture de barrages ont été recensés dans le monde, faisant 18 000 victimes. Seuls les accidents ayant causé plus de 100 morts sont répertoriés dans le tableau ci-dessous.

Tableau I. 1 Les accidents les plus graves de rupture des barrages [3]

Barrage	Pays	Date de rupture	Hauteur du barrage (m)	Volume de la retenue (hm 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					
Iruhaike	Japon	1868	28	18	1200
Mill River	États-Unis	1874	13	<i>Inconnu</i>	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	<i>Inconnu</i>	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 contreforts et voûtes multiples					
Gleno	Italie	1923	35	5	600
Vega de Terra	Espagne	1959	33	7,3	140

I.5 Conclusion

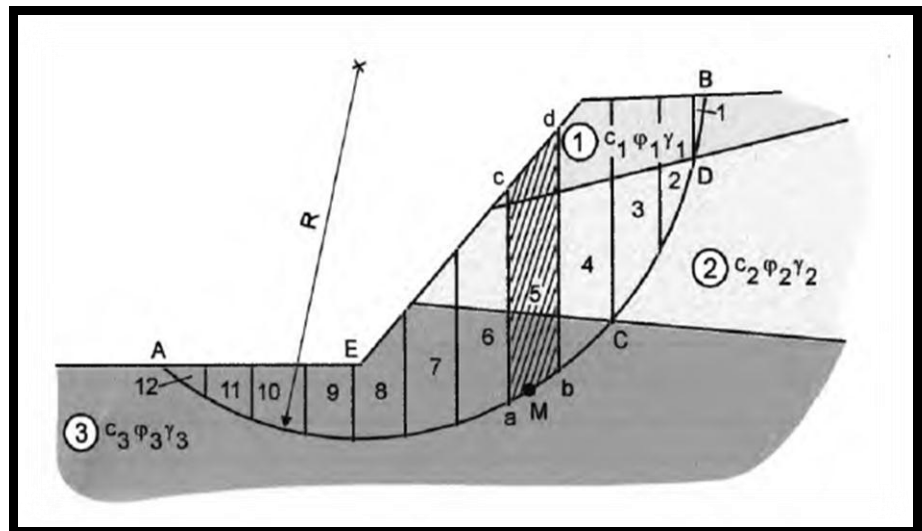
Au terme de ce chapitre consacré aux différents types de barrages en terre, il importe de souligner l'extrême diversité de leur forme, du type de dispositif d'étanchéité adopté.

On a également relevé les statistiques d'accidents survenus aux barrages et qui ont été parmi les causes majeures qui ont laissés 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

Facteur de sécurité et différentes méthodes de calcul de stabilité



CHAPITRE II

Facteur de sécurité et différentes méthodes de calcul de stabilité

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 œuvre 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, par exemple), voire de reconstruction, dont le coût remettra généralement vite en cause les économies éventuellement réalisées en négligeant les études préalables...

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.

On opposera cette instabilité mécanique «de masse» aux instabilités d'origine hydraulique (telles que les effets du renard) ou de surface (telles que le développement du ravinement superficiel) qui affectent plus ponctuellement la géométrie de l'ouvrage. [4]

II. 2.1 Le glissement des talus

Le cas typique est l'apparition d'une ligne de glissement quasi circulaire dans le corps du remblai aux pentes de talus trop raides

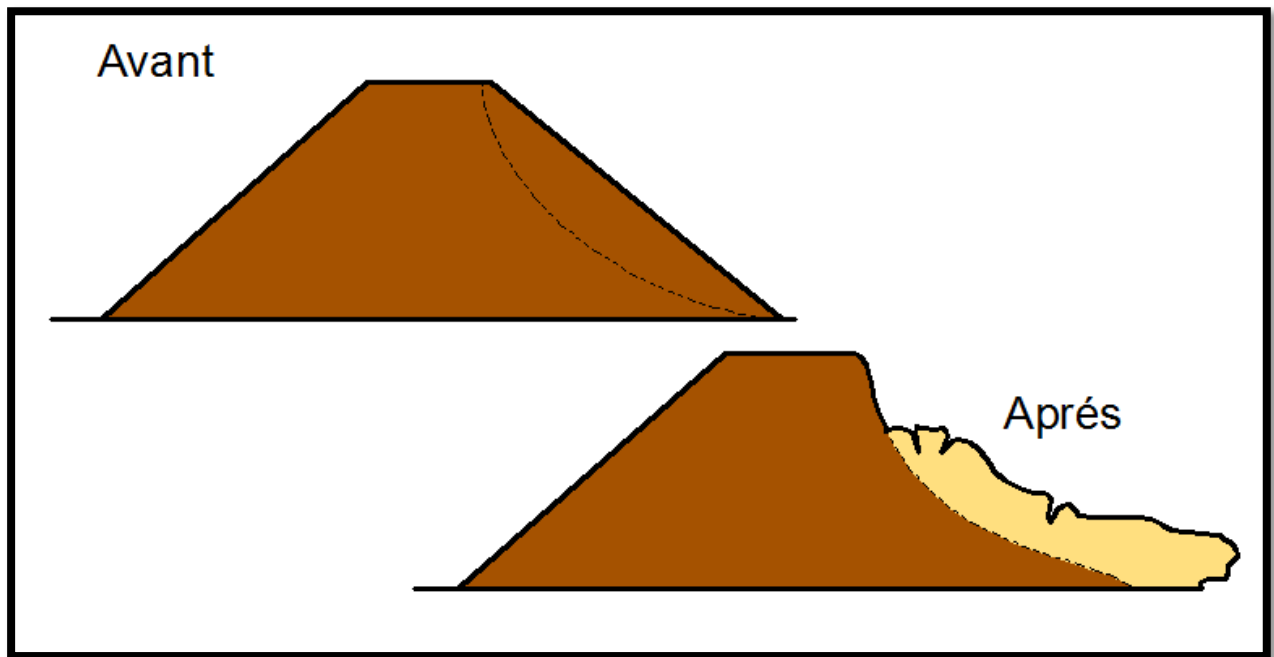


Figure II. 1 Le glissement circulaire d'un talus

Ce mécanisme de glissement circulaire s'avère le plus fréquent dans les remblais homogènes ou aucune ligne privilégiée de rupture n'est déterminée par la structure interne du massif. Le cercle de glissement recoupe parfois les terrains de fondation si les matériaux qui la constituent présentent des caractéristiques mécaniques particulièrement médiocres.

II. 2.2 Le mécanisme de glissement [5]

Il existe deux mécanismes de glissement :

- Le glissement du talus côté aval, se produisant le plus souvent durant la crue ;
- Le glissement du talus côté fleuve, se produisant lors de la décrue.

II. 2.2.1 Le glissement côté aval en situation de crue

Ce mécanisme se produit lorsque trois facteurs sont réunis :

- Un profil de digue étroit avec pentes de talus fortes (pentes supérieures à 0,65) ;
- Une piézométrie élevée dans la digue liée à l'absence de drainage et/ou à la présence de couches hétérogènes ;
- Une faible compacité du remblai donnant de faibles caractéristiques mécaniques des matériaux du corps de digue, ou encore la présence d'une couche argileuse sous-consolidée au niveau de la fondation.

Ces trois facteurs sont potentiellement réunis dans les zones d'anciennes brèches dont la réparation n'a pas toujours été menée dans les meilleures conditions. La figure illustre ce mécanisme :

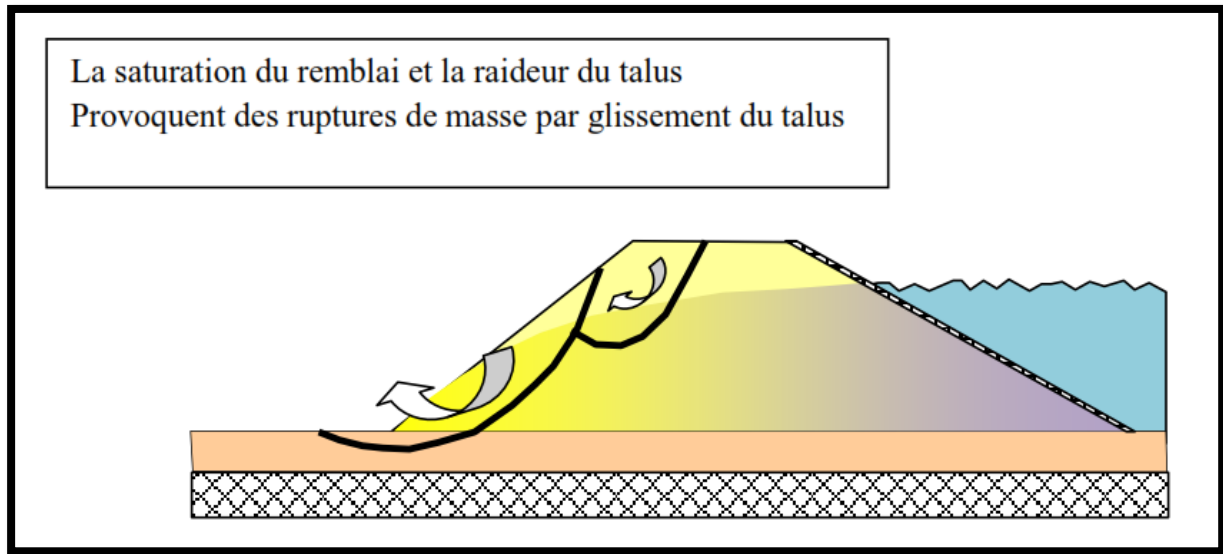


Figure II. 2 Le mécanisme de glissement circulaire coté Aval en situation de crue

II. 2.2.2 Le glissement côté fleuve lors de la décrue

Le mécanisme de rupture par glissement côté fleuve se produit lors de la décrue rapide du cours d'eau. Ce mécanisme, lié aux sous-pressions qui se développent pendant la période de crue, concerne surtout des talus de digues constitués de matériaux argileux, présentant des pentes raides ou des perrés trop étanches.

Ce mécanisme concerne particulièrement les digues à proximité de déversoirs équipés de remblais fusibles (remblai destiné à se rompre lorsque la hauteur d'eau l'atteint). En effet, la mise en fonction du déversoir s'accompagne de l'érosion rapide du remblai fusible. Le débit dérivé dans le déversoir croît, ce qui provoque une décrue dans le fleuve pouvant alors provoquer des glissements de talus côté fleuve. [5]

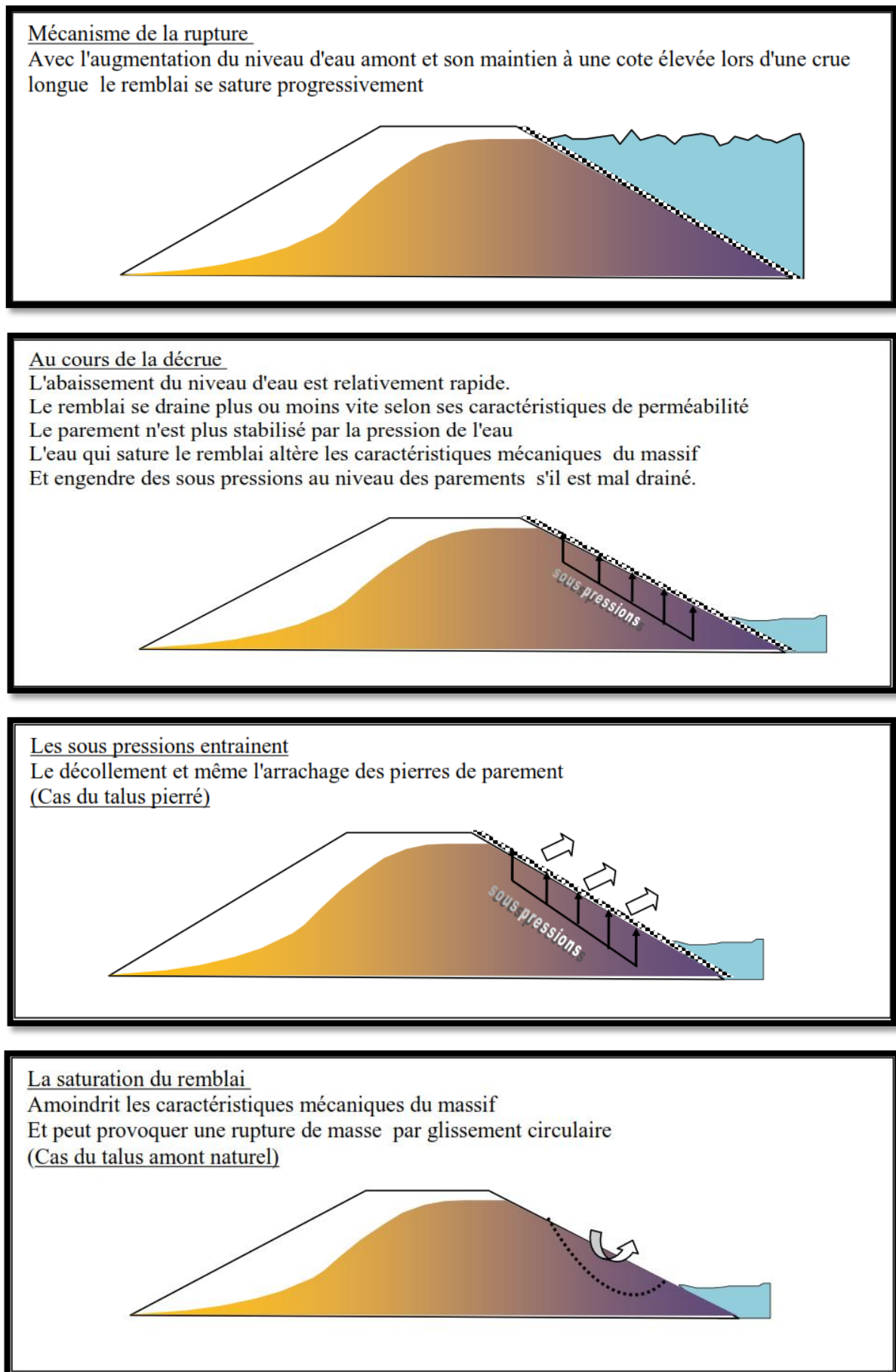


Figure II. 3 Le mécanisme de glissement coté fleuve lors de la décrue.

II. 2.3 Causes du glissement

Dans le but de remédier au problème posé par les glissements de terrain, il faut rechercher les origines et les principales causes provoquant ce phénomène de glissement de terrain dans les cas de talus naturels ou de talus en remblai artificiel.

L'apparitions de glissement de terrain est guidée par la topographie et par la géologie, en d'autre terme par l'environnement physique. Ils concernent non seulement les régions montagneuses et côtières, mais aussi les bassins à forte densité de vides souterrains et les sols argileux sensibles aux variations de teneur en eau sont très marqués par les variations climatiques, les secousses sismiques peuvent être les causes de glissement, les activités humaines peuvent induire également des glissements.

En général, les mouvements de terrain sont bien connus et ils surviennent lorsque la résistance des terrains est inférieure aux efforts moteurs engendrés par la gravité et l'eau souterraine ou par les travaux. Leur dynamique répond naturellement aux lois de la mécanique. Dans la pratique, les choses sont très complexes, du fait des incertitudes sur :

- Les conditions initiales ;
- Les propriétés mécaniques des terrains ;
- Les conditions hydrauliques ;

II. 2.3.1 Nature et géologie du terrain

La nature des matériaux constituant le talus peut constituer un élément principal d'appréciation de la capacité à résister au glissement particulièrement les argiles qui présentent des propriétés très défavorables (imperméable, gonflables, fragiles, réactives à certains agent chimiques). Ainsi le cadre de la géologie du terrain, les éléments en liaison avec la stabilité au glissement, doivent être soigneusement identifiés.

II. 2.3.2 Actions de l'eau

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

Les eaux de surface par leur ruissellement lent ou rapide provoquent des érosions dont l'étendue est parfois dramatique pour l'équilibre des sols.

Pour les barrages en terre, ce problème peut être ressentie de deux manières soit par envasement de la retenue si le bassin versant est sujet à de fortes érosion, soit par érosion des talus de la digue surtout l'aval s'il est mal protégé.

La présence de l'eau au repos ou en mouvement dans un terrain se traduit par la modification de ses caractéristiques mécaniques et de l'apparition des pressions interstitielles.

Ainsi pour apprécier la stabilité au glissement il est très important de déterminer la ligne de saturation et il est nécessaire de faire les calculs avec les caractéristiques mécaniques du matériau correspondant tout en tenant compte des pressions interstitielles.

II. 2.3.3 Actions mécaniques extérieures

Par actions mécaniques extérieures on désigne tout changement de l'état d'équilibre par suppression de support ou rajout de surcharge sur le talus. Ce chargement peut se faire par un événement naturel tel que l'érosion par l'eau ou par le vent ou encore par les séismes ou les volcans. Mais il peut être la conséquence directe de travaux effectués par l'homme, tel que la construction sur les talus ou le soutirage de matériaux à son pied.

II. 3 Etude des infiltrations dans un barrage en terre

Une des étapes préliminaires aux calculs de stabilité consiste à déterminer le réseau d'écoulement à long terme à travers le corps de la digue. La retenue est supposée pleine et le régime permanent.

Les infiltrations dans les barrages en terre doivent être abordées sous trois angles différents où on devait aboutir à : [6]

- La ligne de saturation du massif du barrage, qui est en pratique confondue avec la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique de l'eau au sein du massif est nulle. Cette dernière est appelée ligne phréatique et représente le niveau de la surface libre dans le corps du barrage. La bonne connaissance de cette ligne est capitale pour pouvoir effectuer les calculs de stabilité de la digue.
- La pression de l'eau interstitielle dans le massif, qui peut être déterminée à partir d'un réseau de lignes équipotentielles, c'est-à-dire de lignes reliant les points d'égal potentiel hydraulique au sein du barrage et des fondations. Une augmentation de cette pression peut être dangereuse pour la stabilité, elle peut être notamment la cause d'apparition du phénomène de renards.
- Le débit de fuite dû aux infiltrations, qui peut s'obtenir à partir du réseau de lignes de courant. Ces lignes de courant représentent théoriquement la trajectoire de l'eau à travers le barrage. Si ce débit est trop important, le barrage ne fait pas son office, il faut alors augmenter la taille des parties imperméables du corps de digue.

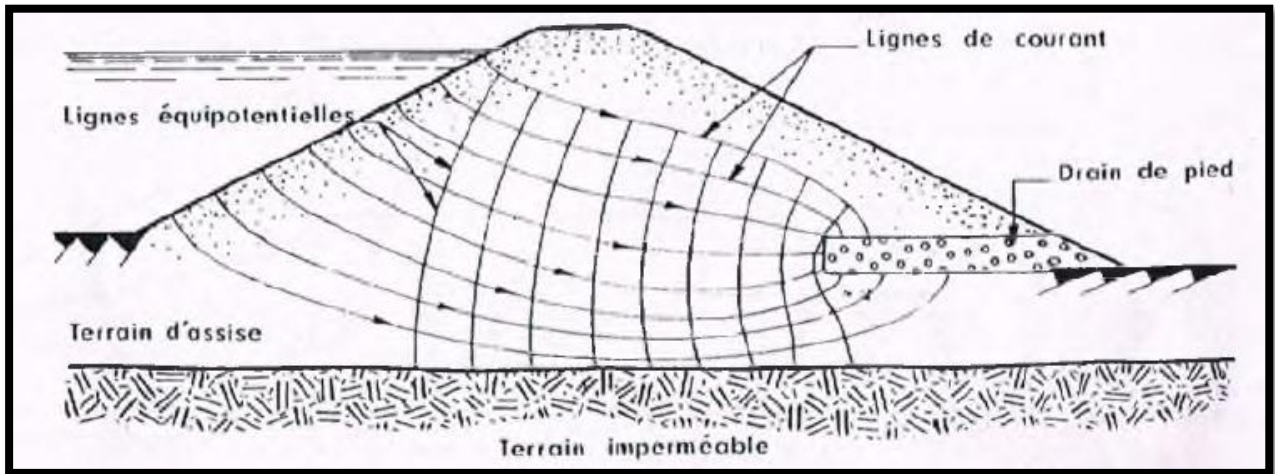


Figure II. 4 Trajectoire de l'eau à travers le barrage [6]

L'étude de l'infiltration peut aussi se faire par calcul numérique sur ordinateur, par analogie électrique, ou par une méthode simplifiée basée sur approximations et des propriétés graphiques du réseau d'écoulement

- **Méthodes graphiques** : méthodes simplifiées telles que la méthode de Kozeny qui utilise des approximations et des propriétés graphiques du réseau d'écoulement).
- **Méthodes analogiques** : méthodes électriques et magnétiques (pour des cas simples).
- **Méthodes de simulation numérique**, (outil mathématique qui peut s'adapter avec des cas complexes).

II.3.1 Equation de la ligne de saturation

On parle d'une ligne de saturation dans une coupe transversale car dans la réalité c'est une surface suivant laquelle la pression est égale à la pression atmosphérique.

La méthode pour tracer de cette ligne a été proposée par Kozeny qui a montré que pour un barrage en terre homogène, la ligne de saturation est assimilable à une parabole dans sa partie médiane.

Le gros avantage de la méthode de Kozeny, c'est qu'elle permet de trouver les trois paramètres que nous avons cités, sans être réellement obligé de connaître la répartition de toutes les lignes de courant. Il est juste important (de respecter quelques règles de distribution des lignes

- Le parement amont est une équipotentielle.
- La ligne de saturation est une ligne de courant.
- La fondation est une ligne de courant (cas fondation imperméable)
- La pression hydraulique étant nulle sur la courbe de saturation, le potentiel en un point de cette ligne est due uniquement à la cote de ce point.
- Les équipotentiels sont perpendiculaires aux lignes de courant

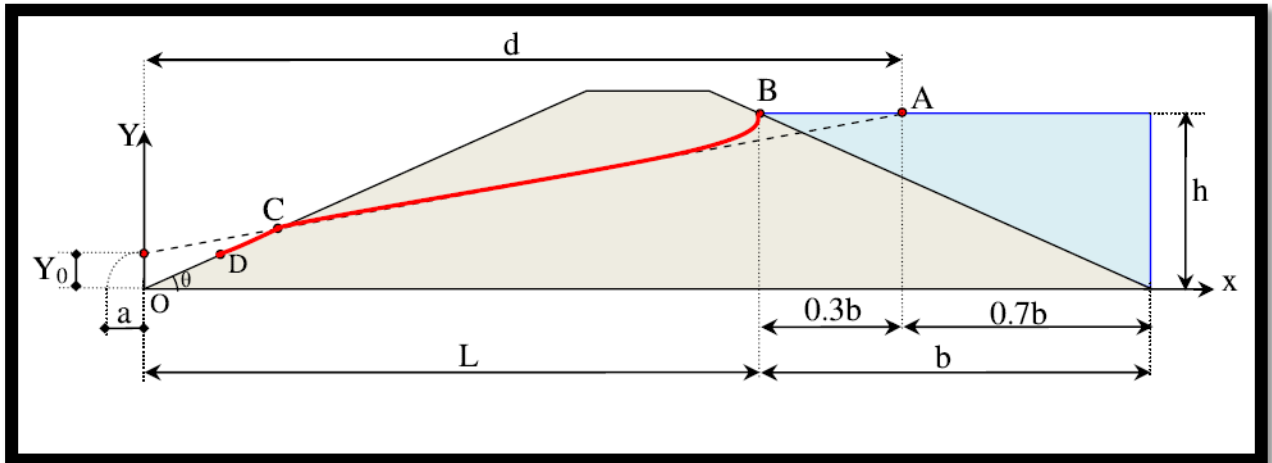


Figure II. 5 Trace de la ligne de saturation dans le cas d'un barrage homogène

NB : « a » représente la distance entre l'origine de la parabole et son foyer.

Kozeny a montré que, dans un barrage en terre **homogène et isotrope** non drainé, la ligne de saturation peut être assimilée dans sa partie médiane à une parabole d'axe horizontal dont le foyer « O » est situé au pied du parement aval du barrage.

L'équation de cette parabole s'écrit :

$$\text{Avec : } Y^2 - Y_0^2 - 2XY_0 = 0 \quad ; \quad Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$$

Avec **d** : étant la largeur en base du barrage diminuée $0,7b$ et **b** étant la projection horizontale de la partie mouillée du parement amont.

La parabole coupe le plan d'eau amont en un point **A** situé à une distance horizontale de ce parement **AB** = $0,3b$

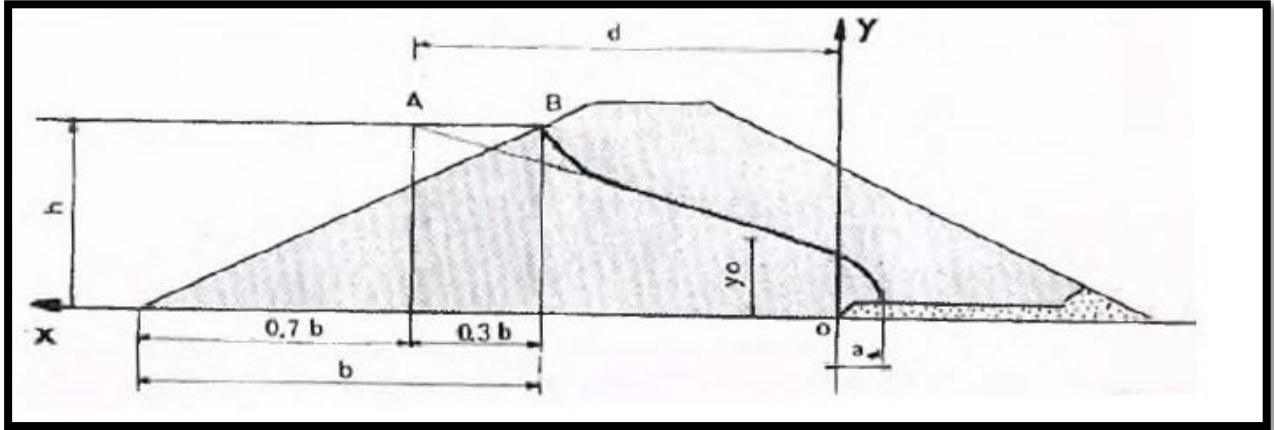
Pour obtenir la ligne de saturation à partir de la parabole de Kozeny, on raccorde celle-ci au point « **B** » du plan d'eau amont par une courbe normale au parement amont en « **B** » et tangente à la parabole.

En aval on fait aboutir la ligne de saturation en un point «D» sensiblement situé au $(\frac{2}{3} \text{ de } OC)$,

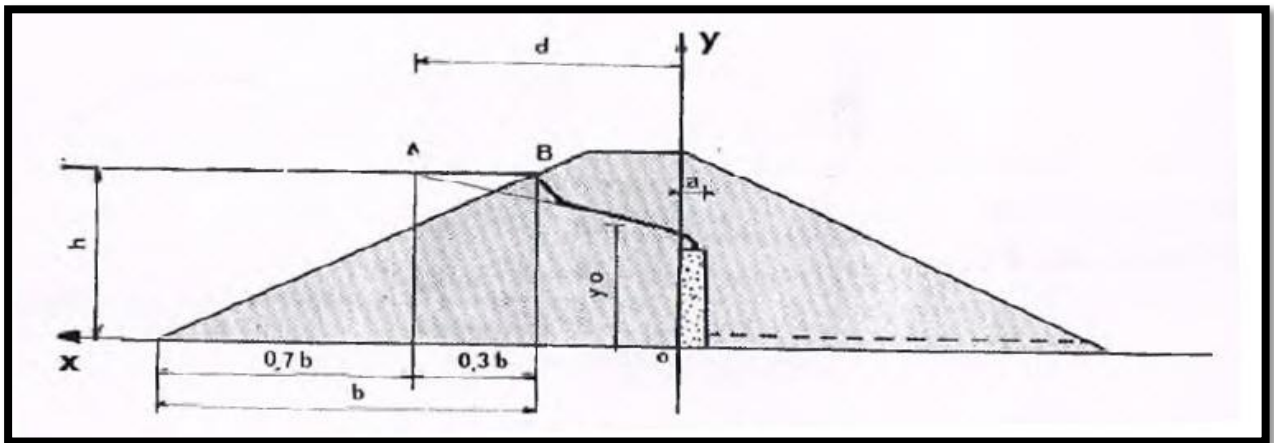
théoriquement tel que :
$$\frac{DC}{OC} = \frac{3}{8} \cos \frac{\theta}{2}$$

θ : Représente l'angle aval [6]

On peut aussi trouver **D** avec la relation suivante : $OD = \sqrt{h^2 - d^2} - \sqrt{d^2 + h^2 \cos 2\theta}$



a) Cas d'un drain horizontal



a) Cas d'un drain vertical

Figure II. 6 Tracé de la ligne de saturation d'un barrage à drain

Cas de digue avec un noyau, sur fondations imperméables

Ce calcul va surtout nous permettre de connaître le point de résurgence de l'eau dans le noyau. Une fois la hauteur de résurgence connue, nous pourrions dimensionner nos filtres et nos drains pour rabaisser la ligne de saturation vers le fond de la digue.

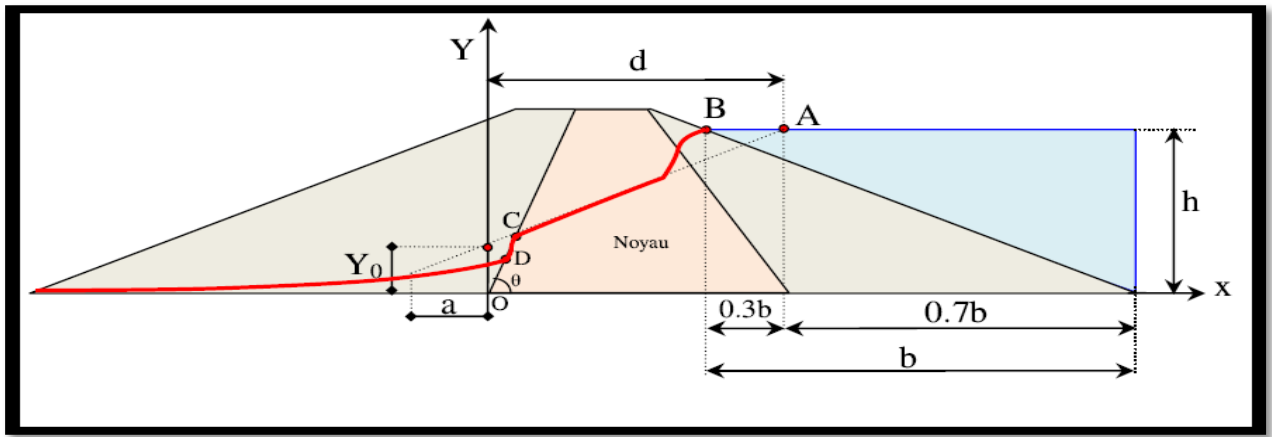


Figure II. 7 Trace de la ligne de saturation d'un barrage à noyau

La méthode de Kozeny n'est pas claire pour trouver la suite de la ligne de saturation. Il semble qu'une fois sortie du noyau, l'eau ruisselle un temps sur le noyau, puis elle forme une surface à la côte « $Y_0/2$ » jusqu'à la sortie du barrage.

Cette ligne est une représentation approximative de la réalité, mais est suffisante pour notre étude. Quoi qu'il arrive après en sortie de noyau, la construction de drains est obligatoire sur chaque face. Ces filtres permettent de garder l'intégrité du noyau en interdisant le lessivage des matériaux.

II.3.2 Ecoulement à travers un barrage à noyau anisotrope

Dans un sol homogène et isotrope soumis à un écoulement d'eau permanent, les deux équations qui régissent l'écoulement sont :

- L'équation de la continuité dans la phase liquide.

$$\text{div } \vec{V} = 0$$

- La loi de Darcy.

$$\vec{V} = -k \overrightarrow{\text{grad}}.h$$

De ces deux équations nous pourrions avoir le système suivant :

$$\begin{cases} \frac{\partial V_x}{\partial x} + \frac{\partial V_y}{\partial y} = 0 \\ V_x = -k \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \\ V_y = -k \cdot \frac{\partial h}{\partial y} \end{cases}$$

La condition de continuité s'écrit alors :

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = \Delta h = 0$$

La charge hydraulique $h(x, y)$ satisfait donc à une équation de Laplace. C'est une fonction harmonique.

Dans la réalité (milieu anisotrope), du fait de la sédimentation et de consolidation suivant la verticale, les perméabilités horizontale K_x et verticale K_y sont différentes : $K_y < K_x$

L'équation aux dérivées partielles qui régit l'écoulement n'est plus une équation de Laplace.

$$\begin{cases} \frac{\partial V_x}{\partial x} + \frac{\partial V_y}{\partial y} = 0 \\ V_x = -K_x \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \rightarrow K_x \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + K_y \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \\ V_y = -K_y \cdot \frac{\partial h}{\partial y} \end{cases}$$

On se ramené à une équation de Laplace par le changement de variables suivants :

$$\begin{cases} X = \sqrt{\frac{K_y}{K_x}} \cdot x \\ Y = y \end{cases}$$

On a donc :

$$\frac{\partial h}{\partial x} = \frac{\partial h}{\partial X} \cdot \frac{\partial X}{\partial x} = \frac{\partial h}{\partial X} \cdot \sqrt{\frac{K_y}{K_x}}$$

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial h}{\partial x} \right) = \frac{\partial}{\partial X} \left(\frac{\partial h}{\partial X} \cdot \sqrt{\frac{K_y}{K_x}} \right) \cdot \sqrt{\frac{K_y}{K_x}} = \frac{\partial^2 h}{\partial X^2} \cdot \frac{K_y}{K_x} \text{ et } \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = \frac{\partial^2 h}{\partial Y^2}$$

L'équation de l'écoulement s'écrit donc, après la

simplification : $\frac{\partial^2 h}{\partial X^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial Y^2} = 0$

Il suffit donc traiter le problème pour un milieu fictif isotrope, déformé par une affinité d'axe \overline{OX} et de rapport $\sqrt{\frac{K_y}{K_x}}$ (en général < 1 car $K_y < K_x$) puis de construire de réseau d'écoulement de la manière habituelle .

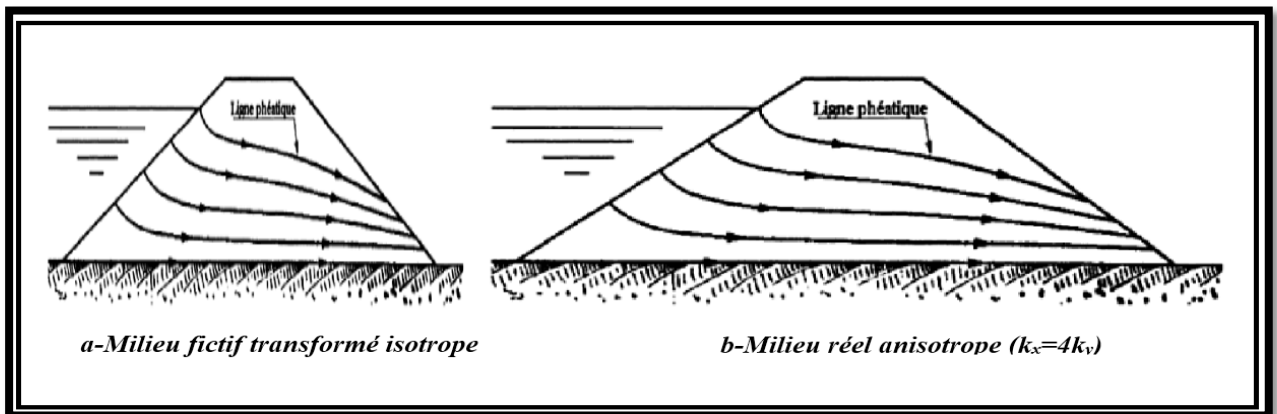


Figure II. 8 Réseau d'écoulement dans un sol anisotrope

Après avoir tracé le réseau d'écoulement dans le milieu isotrope on revient au milieu réel par la transformation inverse. Le réseau d'écoulement réel est alors constitué de familles de courbes qui ne sont plus orthogonales.

Le calcul du débit s'effectue à partir du réseau fictif en utilisant la perméabilité fictive. L'expression du coefficient de perméabilité fictive K est obtenue en écrivant la conservation du débit : le débit dans le milieu fictif est le même que dans le milieu réel.

Supposons tout d'abord l'écoulement limité par AB selon un plan vertical passant par M

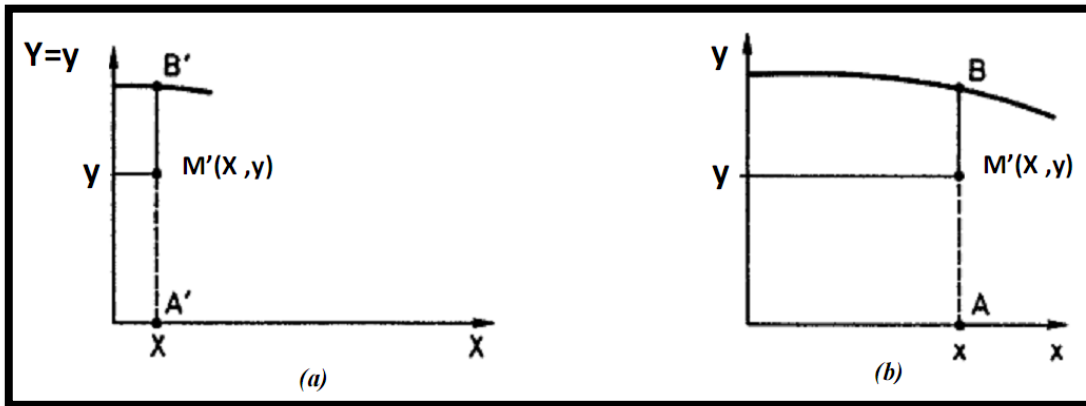


Figure II. 9 (a)-Milieu fictif transformé isotrope. (b)-Milieu réel anisotrope

Le débit qui traverse AB est :

Dans le milieu réel : $q = \int_{y_A}^{y_B} V_x \cdot dy$ avec $\begin{cases} dy = dY \\ y_A = Y_{A'} \\ y_B = Y_{B'} \end{cases}$

Dans le milieu fictif : $q' = \int_{y_{A'}}^{y_{B'}} V_x \cdot dY$

Pour avoir $q = q'$ il faut que $V_x = V_x$

Milieu réel : $V_x = -K_x \cdot \frac{\partial h}{\partial x} = -K_x \cdot \frac{\partial h}{\partial X} \cdot \sqrt{\frac{K_y}{K_x}}$

$$\rightarrow K = K_x \cdot \sqrt{\frac{K_y}{K_x}} = \sqrt{K_x \cdot K_y}$$

Milieu fictif : $V_x = -K \cdot \frac{\partial h}{\partial X}$

$$K = \sqrt{K_x \cdot K_y}$$

Considérons maintenant une section horizontale CD du milieu réel anisotrope, transformée en $C'D'$ du milieu fictif déformé isotrope (Figure II. 9) : $\overline{C'D'} = \sqrt{\frac{K_y}{K_x}} \overline{CD}$.

Débit dans le milieu réel : $q = V \cdot S = -K_y \cdot \frac{\partial h}{\partial y} \cdot \overline{CD}$

$$\begin{aligned} \text{Débit dans le milieu fictif : } q' &= V.S = -K \cdot \frac{\partial h}{\partial Y} \cdot \overline{C'D'} = -\sqrt{K_x \cdot K_y} \cdot \frac{\partial h}{\partial Y} \cdot \overline{C'D'} \\ &= -\sqrt{K_x \cdot K_y} \cdot \frac{\partial h}{\partial Y} \cdot \sqrt{\frac{K_y}{K_x}} \cdot \overline{CD} = -K_y \cdot \frac{\partial h}{\partial y} \cdot \overline{CD} \end{aligned}$$

On a bien $q = q'$

- La perméabilité du noyau est souvent très inférieure à celle des recharges (rapport des perméabilités de l'ordre de 1000). On peut alors considérer que les pertes de charge sont concentrées dans le noyau, la recharge amont étant une zone équipotentielle (dans laquelle la pression interstitielle est déterminée uniquement par le niveau de l'eau dans la retenue) et la hauteur d'eau étant pratiquement nulle dans la recharge aval.

- Lorsque le rapport des perméabilités de la recharge aval et du noyau est nettement inférieur à 1000, la hauteur d'eau dans la recharge aval n'est plus négligeable et la surface libre y est d'autant plus haute que ce rapport est plus faible.

Comme précédemment, on peut annuler la pression interstitielle dans la recharge aval en interposant un drain entre celle-ci et le noyau.

II.3.3 Etude des pressions interstitielles

La pression interstitielle P représente la pression existant en un point du sol saturé. Sa forme générale est :

$$P = \rho g \cdot (h - Z)$$

Avec :

h : la charge hydraulique.

Z : la cote d'un point du barrage rap rapport à un repère.

Cette pression doit être minimisée pour des raisons de stabilité. En effet, si cette pression est trop élevée, cela signifie qu'il y a beaucoup d'eau, il y a alors un risque de présence du phénomène de renards, ce qui nécessite un bon drainage du corps de barrage, notamment dans la partie amant qui en générale la plus soumise à de forts gradients hydrauliques.

II.3.4 Débit de fuite par infiltration à travers le corps de la digue [5]

Le débit de fuite est estimé à partir de la loi de DARCY par la formule suivante :

$$q = K. I. S$$

Avec :

q : Débit de fuite en (m³ /s/ml).

I : Gradient hydraulique adimensionnel.

S : Section mouillée sur le parement aval du barrage (m).

K : Coefficient de perméabilité (m/s).

Dans le cas de l'écoulement parabolique, la section S est estimée par l'ordonnée y de la ligne phréatique et le gradient hydraulique I par sa pente $\frac{dy}{dx}$ donc $q = K. y. \frac{dy}{dx}$ cela nous donne :

$$q = k. Y_0$$

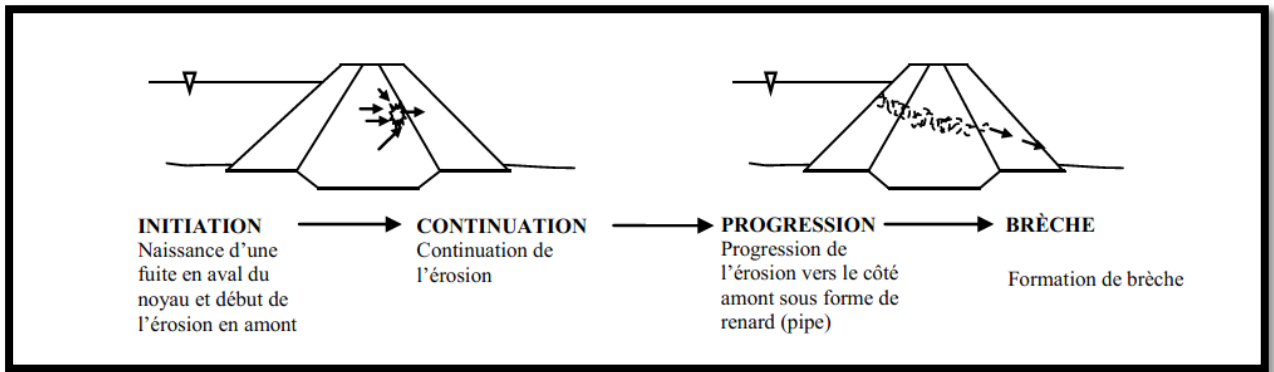
$$q = k \left(\sqrt{H^2 + d^2} - d \right)$$

Le débit total à travers le barrage est : $Q = q. \frac{2}{3}. L$

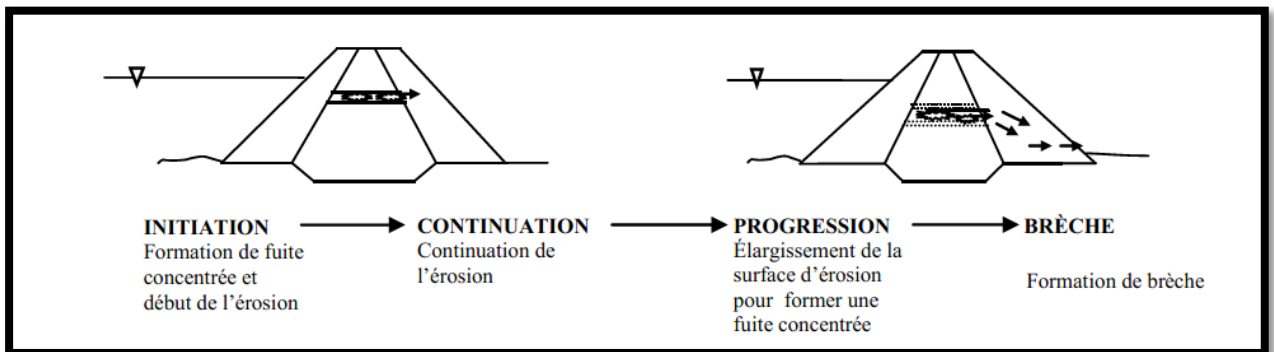
II.3.5 Mécanisme de l'érosion interne et développement de phénomène renards

L'érosion interne est un processus selon lequel les particules sont éloignées du noyau ou de la fondation en empruntant des voies de migration préférentielles. Ce procédé est initialement favorisé par [12] :

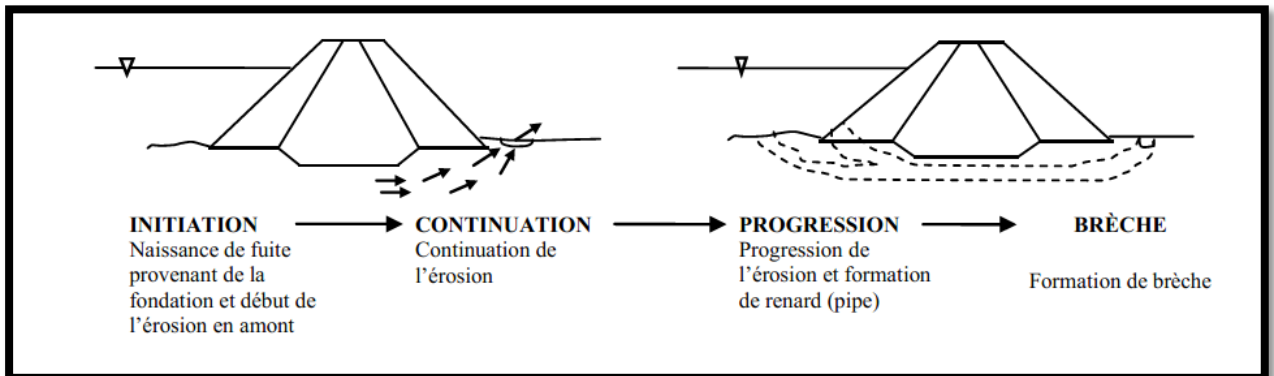
- La présence d'un chemin d'infiltration et d'une source d'eau,
- L'existence de matériaux érosifs à l'intérieur de ce chemin et transportables par le flux d'infiltration,
- L'absence de protection qui pourrait retenir ces particules



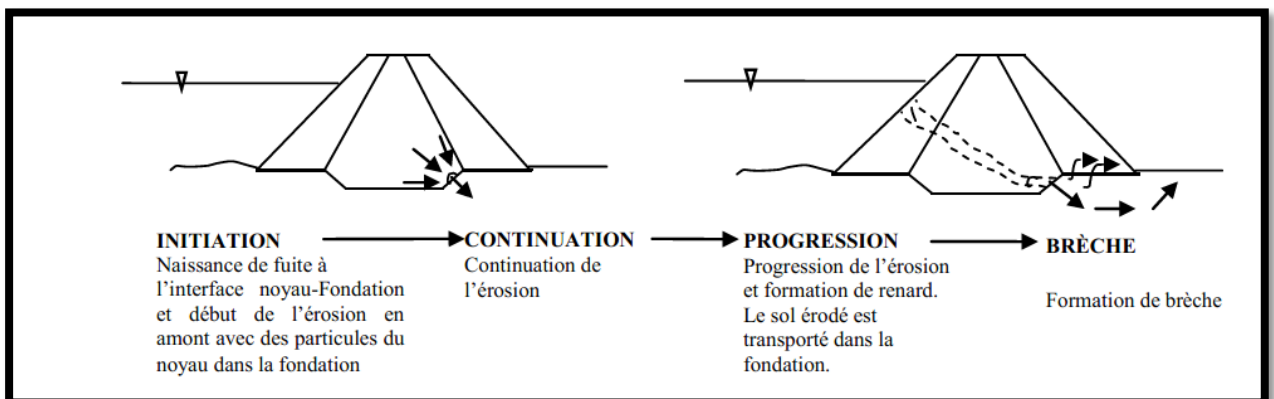
A) RENARD DANS LES REMBLAIS INITIÉ PAR UNE ÉROSION RÉGRESSIVE



B) RENARD DANS LES REMBLAIS AMORCÉ PAR UNE CONCENTRATION DE FUITE



C) RENARD DANS LA FONDATION AMORCÉ PAR UNE ÉROSION RÉGRESSIVE



D) RENARD DES REMBLAIS À LA FONDATION AMORCÉ PAR UNE ÉROSION RÉGRESSIVE

Figure II. 10 Exemple de processus d'érosion interne dans un barrage

(a) L'initiation :

Cette phase se manifeste quand un phénomène de détachement de particules apparaît. Ce phénomène peut à son tour être soutenu, lorsqu'il existe au sein du barrage, par:

- Une concentration de fuite dans les fissures préexistantes ou causées par dessiccation, par gel ou dégel et/ou par fracturation hydraulique.
- Une concentration de fuite dans les voies interconnectées formées par les matériaux grossiers et/ou de faible compaction dans la zone perméable.
- Un détachement des particules du sol en présence d'infiltration dans une surface libre non protégée par des filtres.
- Un phénomène de la suffusion: définie comme étant une érosion sélective des particules fines de la matrice de particules grossières.

(b) La continuité de l'érosion :

Cette phase dépend de la présence dans le barrage de filtres et de zones de drainage construits en respectant les critères de construction des filtres. Ce qui n'est pas souvent le cas retrouvé dans les vieux barrages. La présence de ces filtres et de ces drains dans un barrage permet de retenir les particules déplacées pendant la décharge dans la fondation ou le remblai sans toutefois favoriser l'accumulation d'un excès de pression dans les pores . C'est un rôle qui est aussi accompli grâce au processus d'auto filtration du barrage. Toutefois, leur absence contribuerait à la progression de l'érosion dans le domaine .

(c) La progression de l'érosion :

Cette étape est définie par une évolution graduelle vers le côté amont du barrage du détachement des particules qui sont transportées par le flux d'infiltration. Elle favorise la formation et le maintien des renards, l'augmentation du suintement et de la pression des pores dans la partie aval du barrage.

(d) Le développement de brèches :

Cette phase résulte de la circulation des eaux du réservoir (principalement celui en amont). A ce niveau, le processus d'érosion interne est bien avancé. Les eaux qui circulent dans le barrage se sont défini une trajectoire aléatoire.

II.4 Calcul de stabilité

II.4.1 Notion du coefficient de sécurité

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

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

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

$F_s > 1$; Il n'y 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 Suédoise. 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. [2]

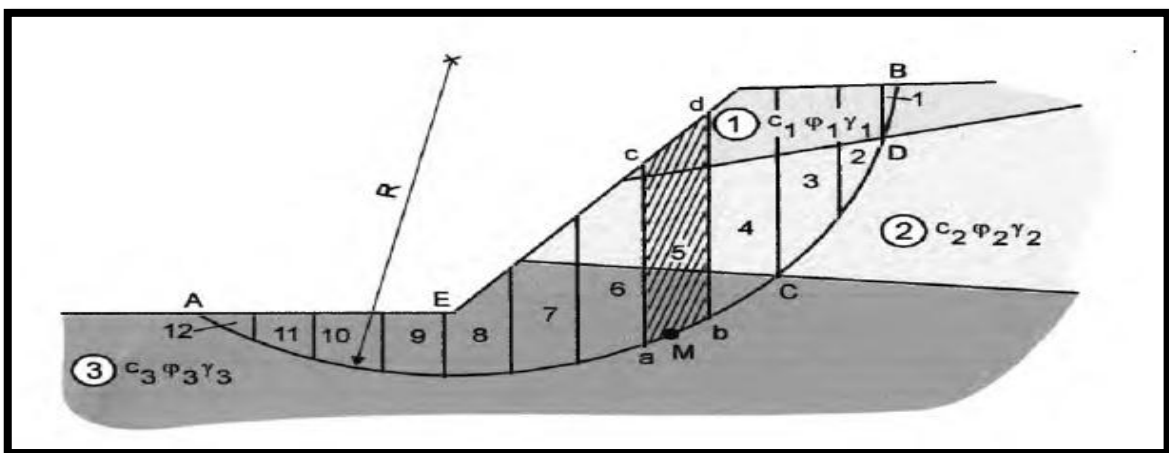


Figure II. 11 La masse du talus découpé en tranches.

II.4.2.1 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. [7]

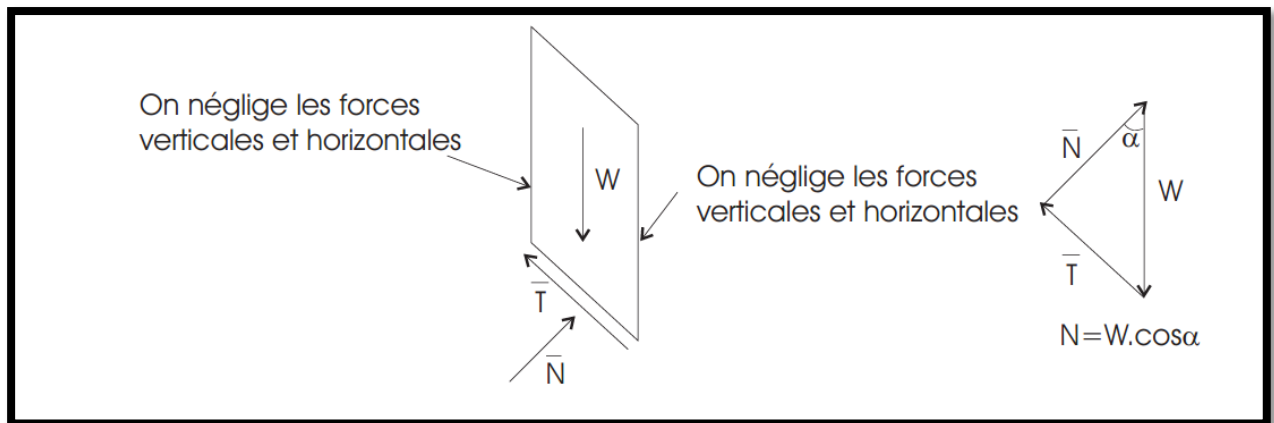


Figure II. 12 Force appliquées sur une tranche dans la méthode de Fellenius.[16]

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 :

$$P_i = \frac{U_i \cdot b_i}{\cos(\alpha_i)}$$

- la contribution de la cohésion C_i à l'effort résistant :

$$c_i = \frac{C \cdot b_i}{\cos(\alpha_i)}$$

- 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 :

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

II.4.2.2 La méthode de Bishop simplifiée :

Dans la méthode simplifiée de Bishop, les forces sur les côtés de la tranche sont supposés être horizontale (c'est-à-dire, il n'y a pas de cisaillement entre les tranches). Les forces sont résumées dans le sens vertical pour satisfaire l'équilibre dans cette direction et d'obtenir une expression de la contrainte normale sur la base de chaque tranche. 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 :

$$N \cdot \cos \alpha + T \cdot \sin \alpha - W = 0$$

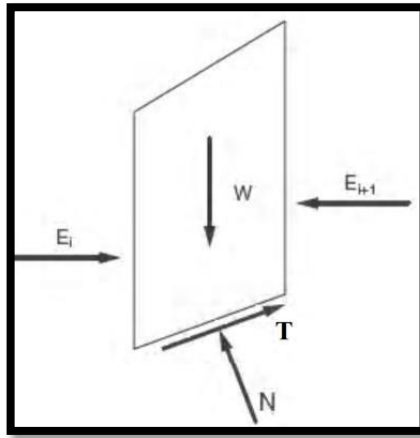


Figure II. 13 Représentation des forces sur une tranche, méthode de Bishop

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 $\widehat{a}b$.

φ' : Angle de frottement interne effectif du sol le long de $\widehat{a}b$.

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

$$F_s = \frac{1}{\sum_1^m W \sin \alpha} \sum_1^m \left[\frac{C' \cdot b (W - u \cdot b) \tan \varphi'}{\cos \alpha + \sin \alpha \frac{\tan \varphi'}{F}} \right]$$

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. [8]

II.4. 3 Méthodes de calcul de stabilité sous séisme

Approche pseudo-statique

La méthode pseudo-statique est l'approche la plus simple pour évaluer la stabilité d'une pente sous les vibrations d'un tremblement de terre. Dans son exécution, la méthode d'équilibre limite est modifiée pour inclure les forces sismiques statiques horizontales et verticales qui sont employées pour simuler les forces à inertie potentielle dues à l'accélération au sol lors d'un tremblement de terre[14].

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

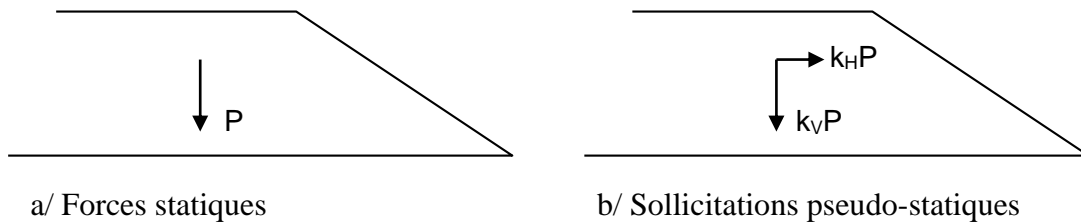


Figure II. 14 Forces pseudo-statiques apportées à un talus

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

$$F_s = \frac{\sum \frac{C' + (\gamma h - u) \tan \varphi'}{1 + \tan \alpha \tan \varphi'}}{F_{f\text{lenius}} \sum \gamma h \left[\sin \alpha + k_h' \left(\cos \alpha - \frac{Y_G - Y}{R} \right) + k_v' \right]}$$

Où

- X_G et Y_G : coordonnées du centre de gravité de la tranche considérée
- C' et φ' : paramètres de cisaillement du sol au niveau de la tranche
- α : 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.

Tableau II. 1 : Classification des sites sismiques.

Site	Description
S ₀	Rocher sain ou sol de bonne à très bonne résistance (sables et graviers compacts, marnes et argiles raides très surconsolidées)
S ₁	Rocher altéré ou sol de résistance moyenne (sables et graviers moyennement compacts, marnes et argiles moyennement raides)
S ₂	Sol de faible résistance (sables et graviers lâches, argiles molles, craies altérées, vases) sur une faible épaisseur
S ₃	Sol de très faible résistance (sables et graviers lâches, argiles molles, craies altérées, vases) sur une grande épaisseur

II.4.4 Coefficient de sécurité admissible

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.

Tableau II. 2 Valeurs du coefficient de stabilité admissible [2]

Combinaison des Forces Appliquées	Valeur du Coefficient Admissible
Conditions Normales	1.3 à 1.5
Conditions Exceptionnelles	1.05 à 1.10

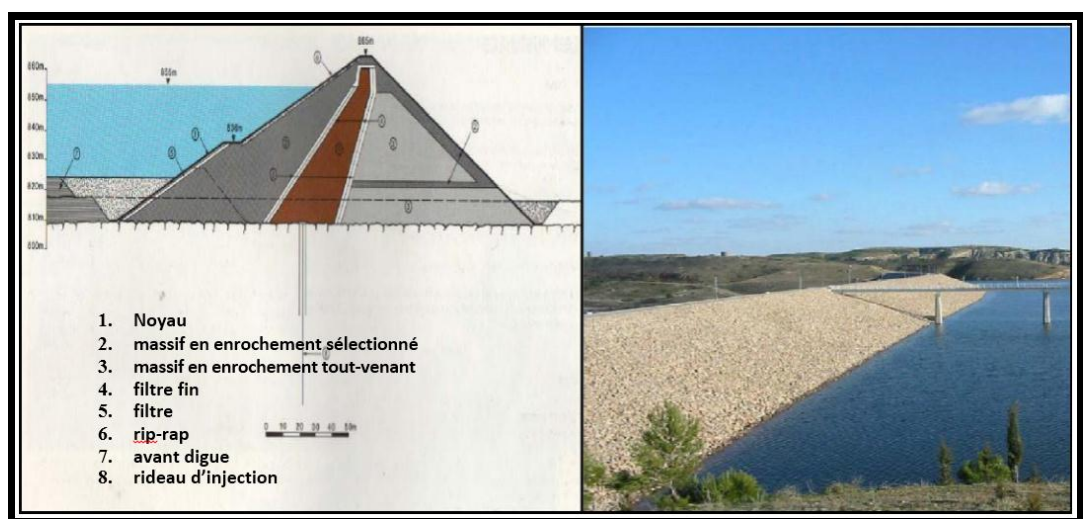
II.5 Conclusion

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 l'objet de glissements et donc il est indispensable de vérifier la stabilité au non glissement par une méthode appropriée.

Chapitre III

Présentation du barrage d'AIN ZADA



CHAPITRE III

Présentation du barrage d'AIN ZADA

III.1 INTRODUCTION

Le barrage d'Ain zada a été mis en exploitation en 1986 après une durée de réalisation de quatre ans. L'étude d'avant-projet a été faite par le bureau d'étude américain (Bechtel) et sa réalisation a été confiée à une entreprise yougoslave et un bureau d'étude anglais. Son volume de stockage est de 125 Mm³ et sa fonction principale consiste à fournir des quantités d'eau potable à partir de la station de traitement, située au pied du barrage, aux habitants des villes de BBA, Sétif et El Eulma.

Sa mise en eau a eu lieu en novembre 1985, et le premier déversement de son évacuateur a eu lieu en mars 1993. Depuis, la retenue du barrage n'a pas connu de niveau critique, jusqu'au mois d'octobre 2002, où le volume de la cuvette était à son plus bas niveau de 19.7 Mm³, grâce au taux de remplissage de 84% du à un apport très important de 105 Mm³ en 6 mois entre novembre 2002 et Mai 2003, le barrage a encore une fois atteint son niveau maximum normal.

Depuis cette période, la retenue a conservé son remplissage jusqu'à ce jour, avec 4 déversements de l'évacuateur de crue en mai 2003, en janvier des années 2004, 2005 et enfin en Mars 2012. S'étendant sur une durée minimum de 2 mois et une durée maximum de 6 mois.

Barrage d'Ain Zada est doté d'un dispositif d'auscultation important :

- (i) Des piézomètres ouverts sont disposés à l'aval du barrage et des appuis dont 20 sont installés dans le sol et 6 pour mesurer le niveau piézométrique dans la roche ;
- (ii) Quatre profils sont équipés chacun de quatre cellules hydrauliques mesurant les pressions interstitielles dans le noyau ;
- (iii) Quinze cellules de pressions totales sont installées avec une répartition en 3 séries ;
- (iv) Deux tassomètres et une station sismique avec deux sismographes.

III.2 Situation géographique

Le barrage d'Ain Zada est situé à 25 km à l'Ouest de Sétif et à 40 km à l'Est de B.B. Arreridj. Le barrage est implanté sur l'oued de Bousellam.



Figure III. 1 Situation régionale du Barrage d'Ain Zada.

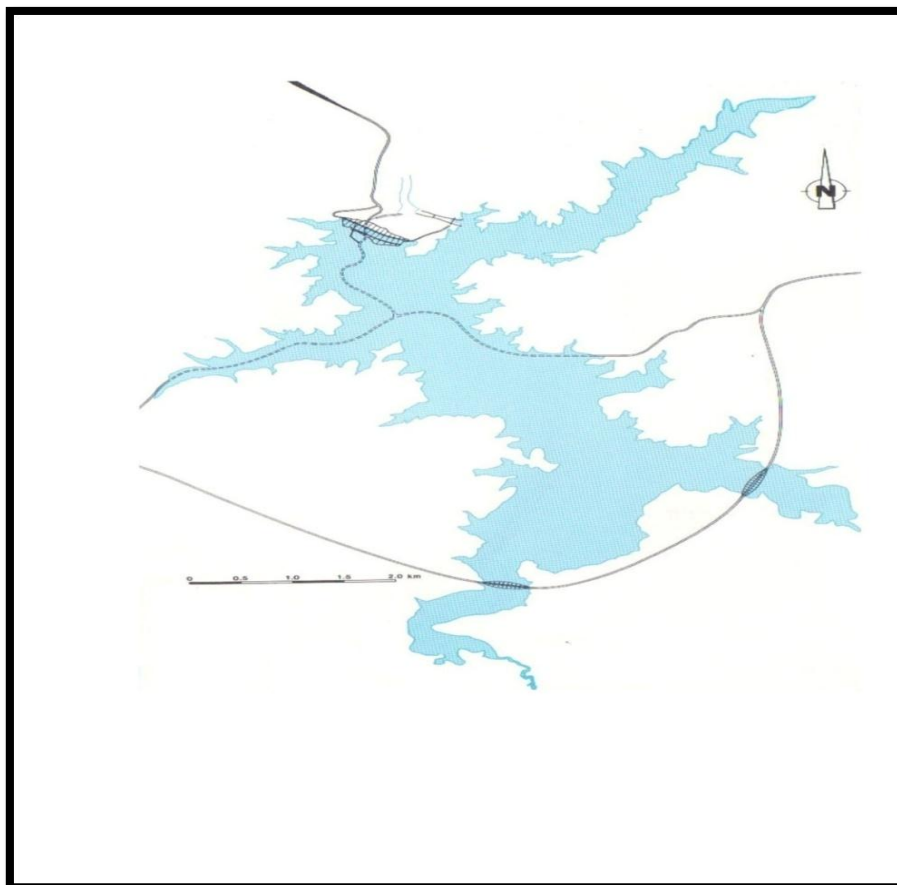


Figure III. 2 Vue en plan de la retenue du barrage d'Ain Zada.



(a)



(b)

Figure III. 3 Photos satellitaires du barrage d' Ain Zada.

III.3 Caractéristiques hydrologiques et autres paramètres du barrage

III.3.1 Le barrage et sa retenue

- Type du barrage :	en terre
- Déversoir (Evacuateur de crues) :	saut de ski
- Capacité initiale :	125.00Mm ³
- Envasement annuel :	0.240 Mm ³
- Cote retenue normale :	855 m
- Tranche morte (838 m) :	12.068 Mm ³
- Capacité utile :	109.332Mm ³
- Bassin versant :	2080 km ²
- Altitude des plus hautes eaux (PHE) :	864.20 m
- Cote minimale :	828.12 m
- Précipitation moyenne annuelle :	400 mm
- Apport moyen annuel :	79 Mm ³
- Evaporation moyenne annuelle :	10 Mm ³
- Percolation moyenne annuelle :	6 Mm ³
- Déversement moyen annuel :	27 Mm ³
- Volume régularisé :	50 Mm ³

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 :

- Recharges en enrochement :	1950 380 m ³
- Noyau en argile :	434 430 m ³
- Filtres :	191 530 m ³
- Rip – rap :	49 580 m ³
- Volume total :	2681 730 m ³

D'autres caractéristiques de la digue principale du barrage :

- Elévation de la crête : 865 m
- Hauteur de la crête (au-dessus du niveau du lit de l'oued) : 55 m
- Largeur de la crête : 7 m
- Longueur de la crête : 688 m
- Pente talus amont : 2.5/1
- Pente talus aval : 1.8/1

Excavation

- Excavations des fondations de la digue et des ouvrages de prise : 940 000 m³
- Excavations des fondations de l'évacuateur des crues : 480 000 m³
- Volume total excavé : 1420 000 m³

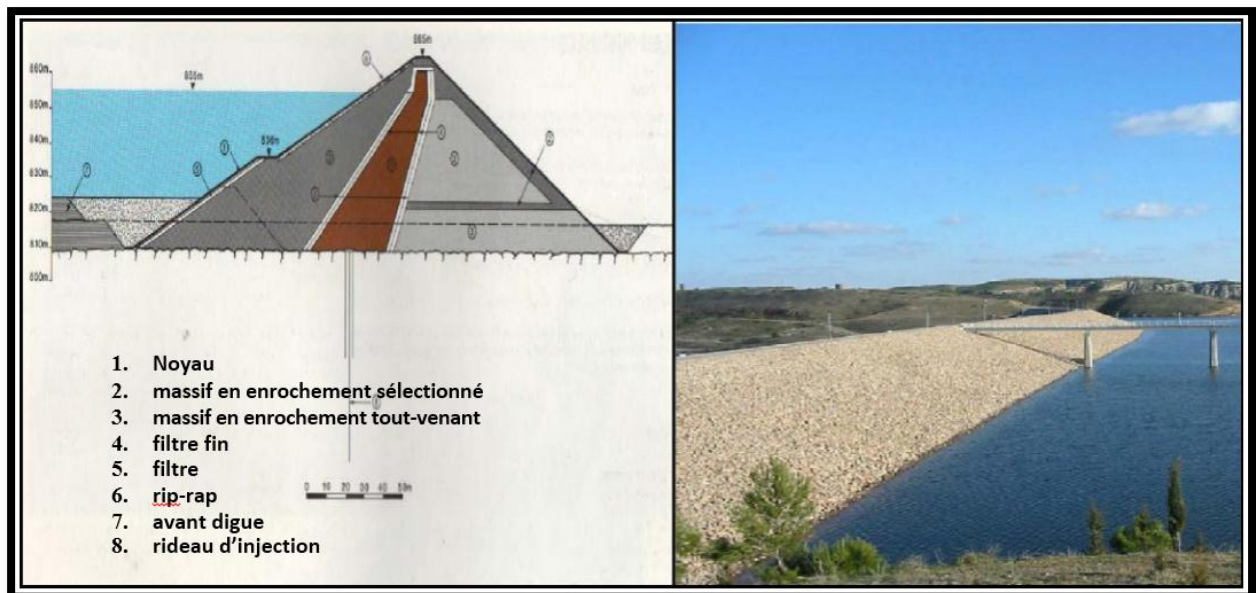


Figure III. 4 Photo de la digue principale et coupe en travers du barrage d'Ain Zada

III.3.3 Les matériaux utilisés

III.3.3.1 L'argile

C'est le matériau qui a été utilisé pour le noyau, et qu'a été excavé de la zone d'emprunt sur la rive droite à l'oued à 1 Km en aval du barrage. D'après les échantillons prélevés ont indiqués qu'il s'agissait d'une argile limoneuse, de plasticité moyenne et élevée de compressibilité moyenne et d'un coefficient de perméabilité de $5 \cdot 10^{-9}$ m/s. Ce qui prouve que ce matériau est imperméable, dense et plastique présentant des paramètres de résistance au cisaillement adéquats.

L'argile a été mise en place par compactage à une teneur en eau supérieure à l'optimum Proctor de 0 à 3 % et à une densité supérieure à 95 % de la densité sèche optimum sauf à proximité de la traversée de la galerie, la teneur en eau de l'argile a été augmentée à 5.8 % au-dessus de la teneur optimum Proctor.

III.3.3.2 L'enrochement

L'enrochement mis en place dans les massifs du barrage provient de la carrière spécifiée à 1 Km à l'est du barrage à proximité de l'entrée de l'évacuateur, et provient des fouilles de la rive gauche en aval du barrage exécutées en vue de la construction de la station de traitement ainsi que des fouilles de l'évacuateur.

Plusieurs essais d'absorption d'eau ont été effectués dans des puits d'essai creusés dans l'enrochement pour confirmer la perméabilité du matériau.

En outre, l'analyse des roches avait indiqué que c'est du calcaire argileux qui présente une qualité argileuse plus dure et la nature fissurée plus schisteuse, d'une teneur en argile de 15 à 20 % d'où cet enrochement était d'assez bonne qualité pour être incorporé dans le barrage.

III.3.3.3 Le matériau filtrant (sable) et Rip-Rap

Le calcaire cristallin provenant de la carrière d'agrégats à 10 Km au Nord du site a été utilisé pour les matériaux filtrants et de drainage et pour le Rip-Rap.

La granulométrie du matériau filtrant obtenu par concassage est suffisamment fine pour une zone et moins fine pour une autre pour la mise en place d'un filtre à 2 zones.

La protection de Rip-Rap du talus auront a été étudiée pour protéger la digue du barrage contre le battillage crée par une vitesse moyenne du vent de 137 Km/h d'une période de retour centennale.

La hauteur de vague significative résultant de cette vitesse serait 1.43 m.

La taille moyenne du Rip-Rap pour résister à une vague de cette hauteur est de 0.8 m. d'où il a donc été adopté une épaisseur de couche de Rip-Rap de 1 m.

III.3.4 Ouvrages annexes du barrage

III.3.4.1 Evacuateur de crue (déversoir) :

Evacuateur de crues est situé à distance du barrage dans un ravin naturel qui a été élargi en procédant à des excavations , l'évacuateur comprend un déversoir de surface en doucine, de 75 m de large au niveau de la crête, se déversant dans un coursier rectangulaire de gradient constant de 8,4% dont la largeur passe de 75 m en amont a 40 m en aval. Le coursier fait 180

m de long et se termine par un saut-de-ski qui est étudié pour projeter le jet à grande vitesse loin de l'ouvrage

- Élévation du seuil du déversoir :855m
- Largeur du déversoir en amont (douce) :75m
- Largeur du déversoir en aval (saut de ski) :45m
- Longueur du coursier :180m
- Pente du coursier :8.4%

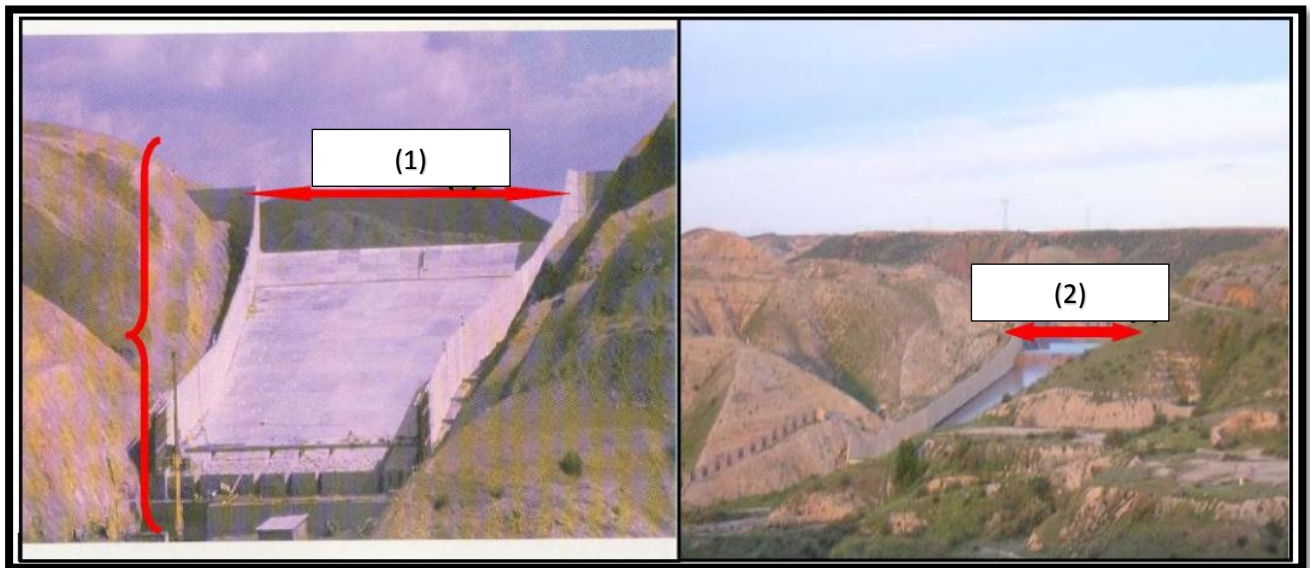


Figure III. 5 Photos de l'évacuateur de crue de type saut de ski du barrage d'Ain zada (1) pendant leur construction 1984 et (2) l'évacuateur de crue déversé.

III.3.4.2 Ouvrages de prise :

L'eau est prélevée dans le barrage par les ouvrages de prise qui comprenant ; la tour, la galerie, une chambre d'interconnexion, les ouvrages de sortie et les équipements hydromécaniques.

- **La tour de prise** a pour fonction de permettre des lâchers d'eau depuis n'importe lequel de trois niveaux, de façon à pouvoir prélever l'eau aérée proche de la surface du barrage quel que soit son niveau. Cette tour permet d'accéder aux vannes et à la tuyauterie de prise on y accède par une passerelle depuis la crête de la digue.

- **Les prises d'eau** pour l'alimentation (d'exploitation), au nombre de deux, situées dans une tour proche du pied amont de la digue, la cote de la première prise 848m et la deuxième prise c'est à 838m cette dernière utilise uniquement une seul fois pendant l'année 2002 la plus sèche depuis la mise en service 1985 jusqu'à nos jour 2011. L'eau d'alimentation est ensuite transférée par une conduite de grand diamètre 1.2m à la station de pompage

• **La vidange du fond** : Les eaux peuvent également être déversées en aval dans l'oued Bousellam, par la vidange du fond comme montre la figure III.6, c'est-à-dire les eaux qui seront utilisées pour les lâchers d'irrigation ou chasser les sédiments de la retenue

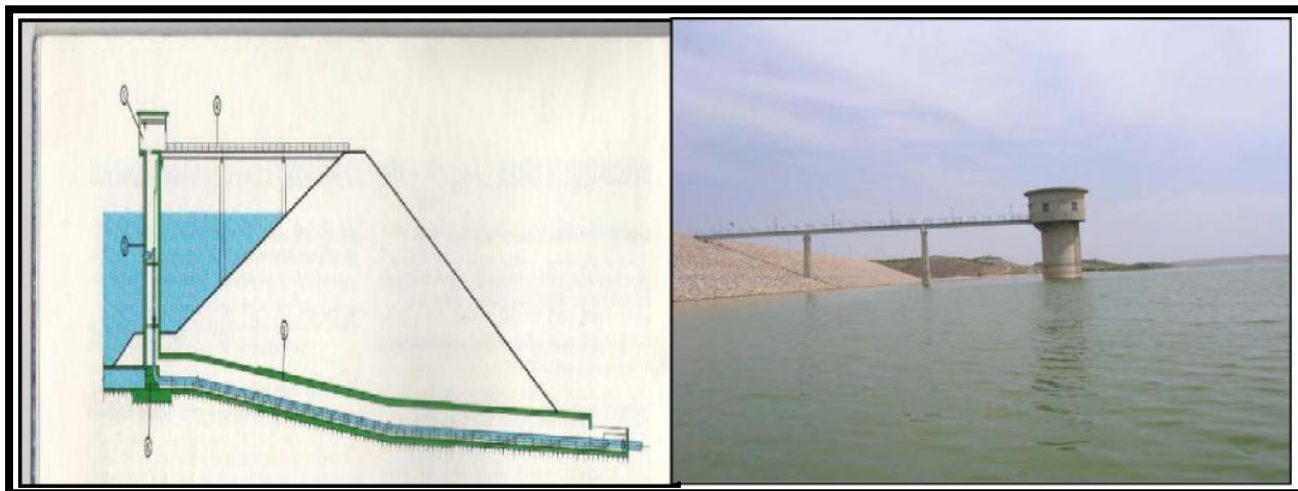


Figure III. 6 La tour des prises du barrage

- Hauteur de la tour :	38m
- Diamètre intérieur de la tour :	5m
- Longueur de la galerie :	185m
- Diamètre de la galerie :	4,6m
- Cote première prise :	848m
- Cote deuxième prise :	838m
- Cote vidange de fond :	827m
- Diamètre de la conduite de prise :	1200mm
- Débit maximal de prise :	12 m ³ /s
- Diamètre de la conduite de vidange de fond :	1600mm
- Débit de la vidange de fond :	25 m ³ /s

III.3.4.3 Rendement de la retenue

Débit entrant : le débit entrant annuel moyen dans le barrage est estimé à 93M m³

- Débit moyen annuel dans l'oued de Bousellam..... 79 M m³

- Débit moyen annuel de la station d'épuration de Sétif..... 14 M m³

III.3.4.4 Volume total du barrage

C'est le volume d'eau compris entre le fond du réservoir et le niveau de la retenue normale, correspondant à une valeur de 125 Mm³ et une capacité utile de 110 Mm³ depuis la mise en service jusqu'à l'année 2004 où le volume devient 121.400 Mm³.

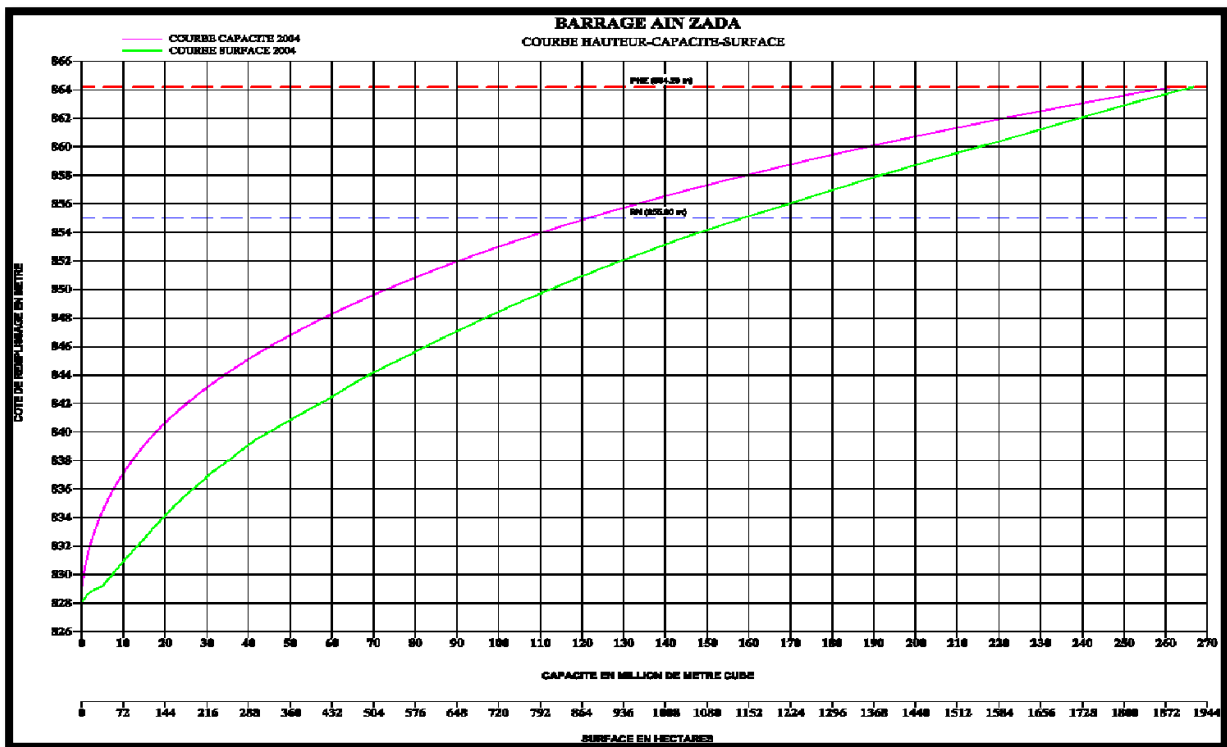


Figure III. 7 Courbe de remplissage du barrage d'Ain Zada [15]

III.4 Etude géotechnique du barrage

III.4.1 Fondation du barrage

Tous les matériaux de couverture ont été fouillés dans les fondations du barrage, la roche de fond exposée est constituée de schistes calcaires, disposés en couche minces (TELS) et calcaire plus solide, gris foncé, argileux et limoneux (TEL).

On peut observer celui-là dans la vallée à la rive gauche, celui-ci est trouvé dans les excavations et forage à la rive droite et au chenal de dérivation.

La roche de type TEL, ou massif n'est pas beaucoup brisée et fournit une bonne fondation.

III.4.2 Ouvrage de prise

Les affleurements rocheux indiquent que l'emplacement de la tour de prise est fait sur la roche TEL de moyenne qualité. Cependant les schistes calcaires TELS, plus faibles, existent dans le sol de fondation de la tour.

III.4.3 Chenal de dérivation

La plupart du chenal de dérivation a été fouillée dans la roche TEL assez plus forte. L'entrée et la sortie du chenal ont été fouillées dans les dépôts pliocènes et quaternaires.

III.4.5 Evacuateur de crue

La géologie de la vallée est complexe, par conséquent, il ya des failles majeures et des zones faillées ont été mises à jour dans la zone des fondations par l'enlèvement de la couverture. Ces zones ont subies des excavations supplémentaires et le remplissage des cavités.

III.4.6 Enrochements

L'enrochement mis en place dans les massifs du barrage provient de la carrière spécifiée à 1 Km à l'est du barrage à proximité de l'entrée de l'évacuateur, et provient des fouilles de la rive gauche en aval du barrage exécutées en vue de la construction de la station de traitement ainsi que des fouilles de l'évacuateur.

Plusieurs essais d'absorption d'eau ont été effectués dans des puits d'essai creusés dans l'enrochement pour confirmer la perméabilité du matériau.

En outre, l'analyse des roches avait indiqué que c'est du calcaire argileux qui présente une qualité argileuse plus dure et la nature fissurée plus schisteuse, d'une teneur en argile de 15 à 20 % d'où cet enrochement était d'assez bonne qualité pour être incorporé dans le barrage.

III.4.7 Matériaux pour filtre

Le calcaire cristallin provenant de la carrière d'agrégats à 10 Km au nord du site a été utilisé pour les matériaux filtrants et de drainage.

La granulométrie du matériau filtrant obtenu par concassage est suffisamment fine pour une zone et moins fine pour une autre pour la mise en place d'un filtre à 2 zones.

III.4.8 Enrochements et Matériaux pour Rip-Rap

La protection de Rip-Rap du talus auront a été étudiée pour protéger la digue du barrage contre le battillage crée par une vitesse moyenne du vent de 137 Km /h d'une période de retour centennale.

La hauteur de vague significative résultant de cette vitesse serait 1.43 m.

La taille moyenne du Rip-Rap pour résister à une vague de cette hauteur est de 0.8 m. d'où il a donc été adopté une épaisseur de couche de Rip-Rap de 1 m.

III.4.9 Caractéristiques géotechniques du matériau du remblai

Préalablement à la confection du remblai d'argile, la zone d'emprunt a fait l'objet d'une reconnaissance approfondie et des échantillons ont été prélevés pour analyse en laboratoire. Des échantillons furent prélevés dans 15 puits pour analyse granulométrique, essais des limites d'Atterberg et essais de compactage de Proctor. Il est ressorti de ces essais que l'argile était une

argile limoneuse de plasticité moyenne avec une teneur en eau naturelle proche de l'optimum Proctor. Les résultats de ces essais sont résumés au Tableau III.1

Tableau III. 1 Résultats des essais effectués sur les échantillons du noyau

Essais	Résultats
<u>Essais caractéristiques</u>	
Teneur en eau	17 %
Poids spécifique	2.67
Limite de liquidité	48 %
Limite de plasticité	20 %
<u>Analyse granulométrique</u>	
Fraction d'argile	47 %
Fraction de limon	36 %
Fraction de sable	13 %
Fraction de gravier	%4
<u>Oedomètre</u>	
Indice des vides initial	0.504
Coefficient de compressibilité (Mv)	$7.5 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{KN}$
Coefficient de consolidation (Cv)	12 m ² /année
(Tous deux dans la plage 100- 850 KN/m ²)	
<u>Essais triaxial</u>	
Coefficient de perméabilité	$5 \times 10^{-10} \text{ m/s}$
Angle de frottement effectif	26°
Cohésion effective	18 KN/ m ²

III.5 Hydrogéologie du site du barrage

Une esquisse hydrogéologique de cet ensemble fournit sans doute des informations intéressantes sur les réserves d'eau qu'il emmagasine.

Tableau III. 2 Les caractéristiques hydrogéologiques du site du barrage

Forages	profondeur	Description
Fp1	100m	Calcaire limoneux, gris, massif avec des zones peu importantes des failles, qui sont couvertes, fermées ou remplies de calcite, de grande perméabilité : près de surface 28-30m.
Fp2	60m	De 0 à 3m, schistes calcaires faibles, de 3 à 60m voir Fp1, de grande perméabilité : près surface 30-45m.
Fp3	85m	Voir Fp1, de grande perméabilité près de la surface, de moyenne perméabilité : 20-70m (on a trouvé des perméabilités de 10-18m lugeons au-dessous de la profondeur de 60m).

III.6 Choix des profils à étudier

Nous retiendrons dans cette étude trois profils choisis avec précision, un profil au niveau de l'axe transversal du corps de barrage, un profil à gauche et un autre à droite, pour des raisons liées à l'hétérogénéité géologique locale de la fondation.

- *Profil axial (P600)* C'est la plus grande hauteur du barrage (fond de vallée)

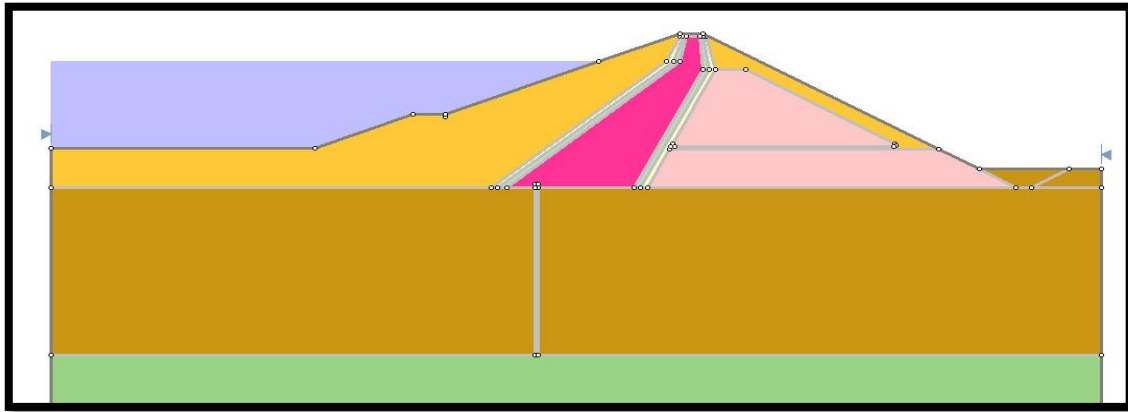


Figure III. 8 Profil P600 du barrage AIN ZADA

- *Profil rive droite (P500)*

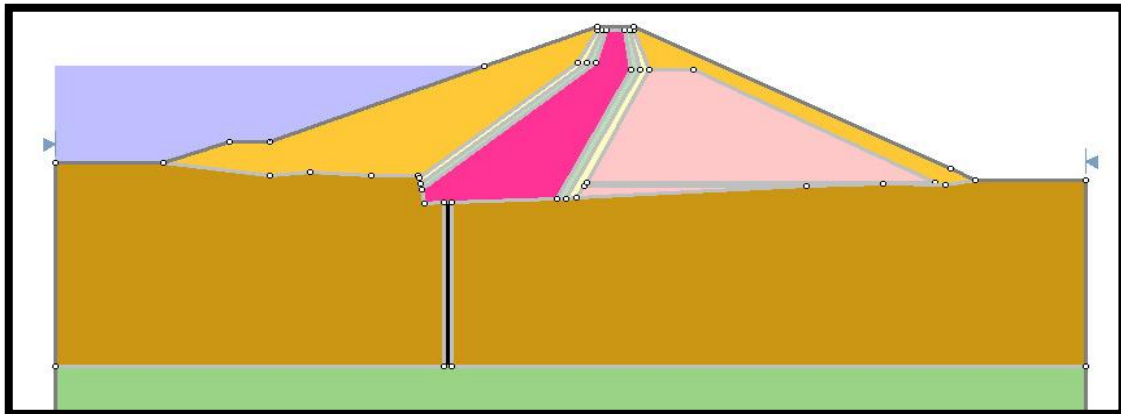


Figure III. 9 Profil Rive droite P500 du barrage AIN ZADA

- *Profil rive gauche (P650)*

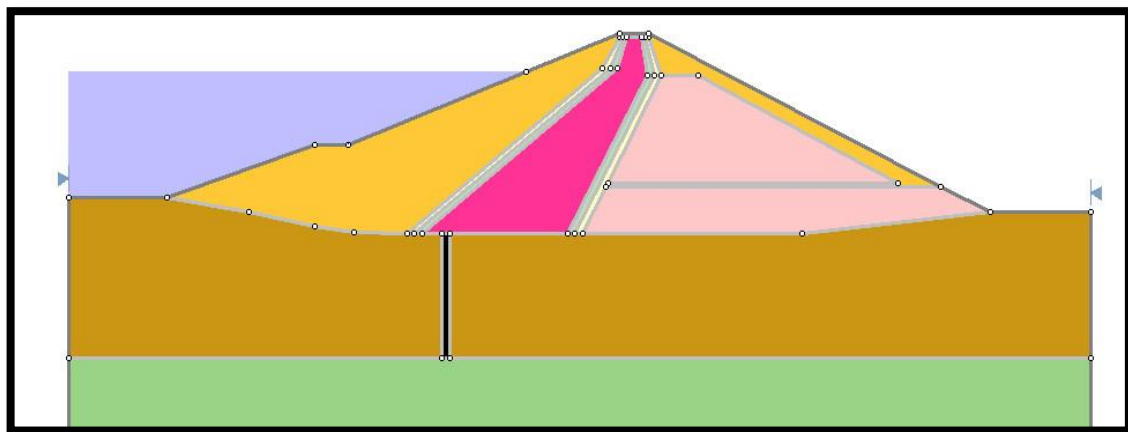
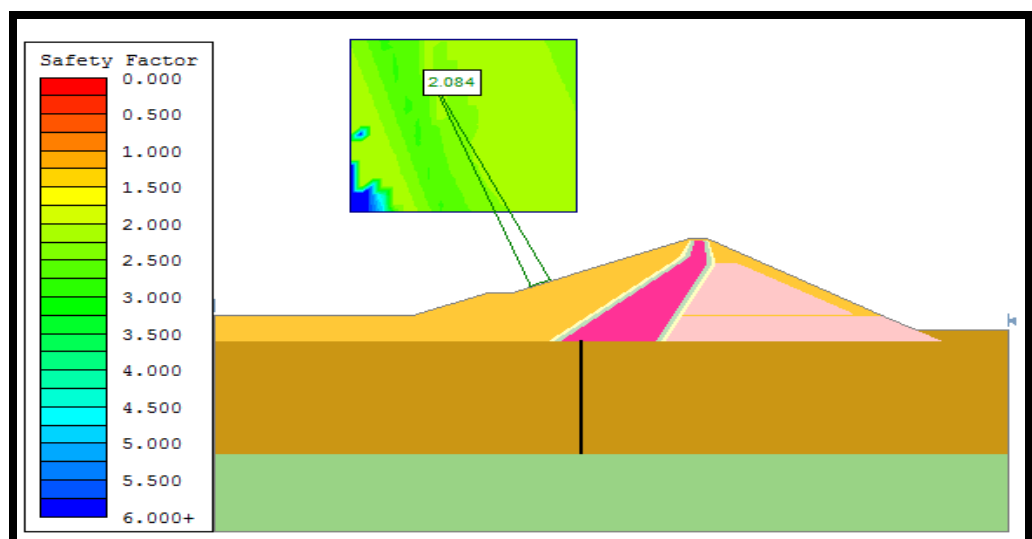


Figure III. 10 Profil Rive gauche P650 du barrage AIN ZADA

Chapitre IV

Application sur le barrage d'AIN ZADA



CHAPITRE IV

Application sur le barrage d'AIN ZADA

IV.1 Introduction

L'estimation des débits fuite et le calcul de la stabilité du barrage d'AIN ZADA est faite par le logiciel Rocscience Slide version 6.0.

Les profils choisis correspondent à de différentes sections transversales de la digue. Ce choix est en fonction de l'évolution géologique et géotechnique de la fondation et les matériaux de construction. Techniquement, ce choix est lié aux critères suivants :

- Plus grande hauteur : profil axial du barrage (fond de vallée) **P600**
- Rive droite : **P500**
- Rive gauche : **P650**

IV.2 Présentation de logiciel ROCSCIENCE SLIDE

IV.2.1 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.

Slide est le seul logiciel de stabilité des pentes avec l'analyse des eaux souterraines « les infiltrations » par la méthode des éléments finis, les infiltrations intégrées pour des conditions stables ou transitoires. Débits, pressions et gradients sont calculés sur la base définies par l'utilisateur et les conditions aux limites hydrauliques. Analyse Infiltration est entièrement intégrée à l'analyse de la stabilité des pentes ou peut être utilisé comme un module autonome [9].

IV.2.2 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, assurez-vous que l'option unités. Cela détermine les unités de longueur, le temps et l'unité de perméabilité qui utilisées dans les analyses.



Analysis → Project Settings

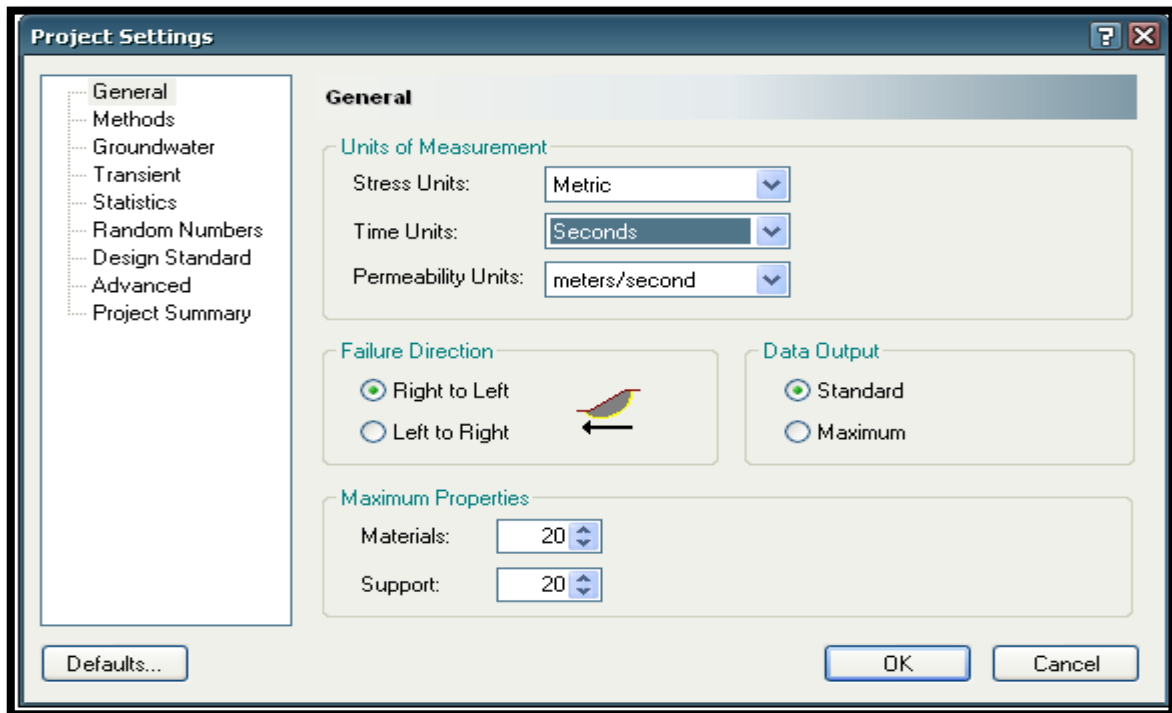


Figure IV. 1 Boîte de dialogue du paramètres du projet «Project Settings ».

IV.2.2 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 polygone 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 étendues aussi loin que l'utilisateur juge nécessaires 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.



Boundaries → Add External Boundary

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 mis à jour pour inclure les coordonnées que vous entrez.

IV.2.3 Modélisation de 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 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.

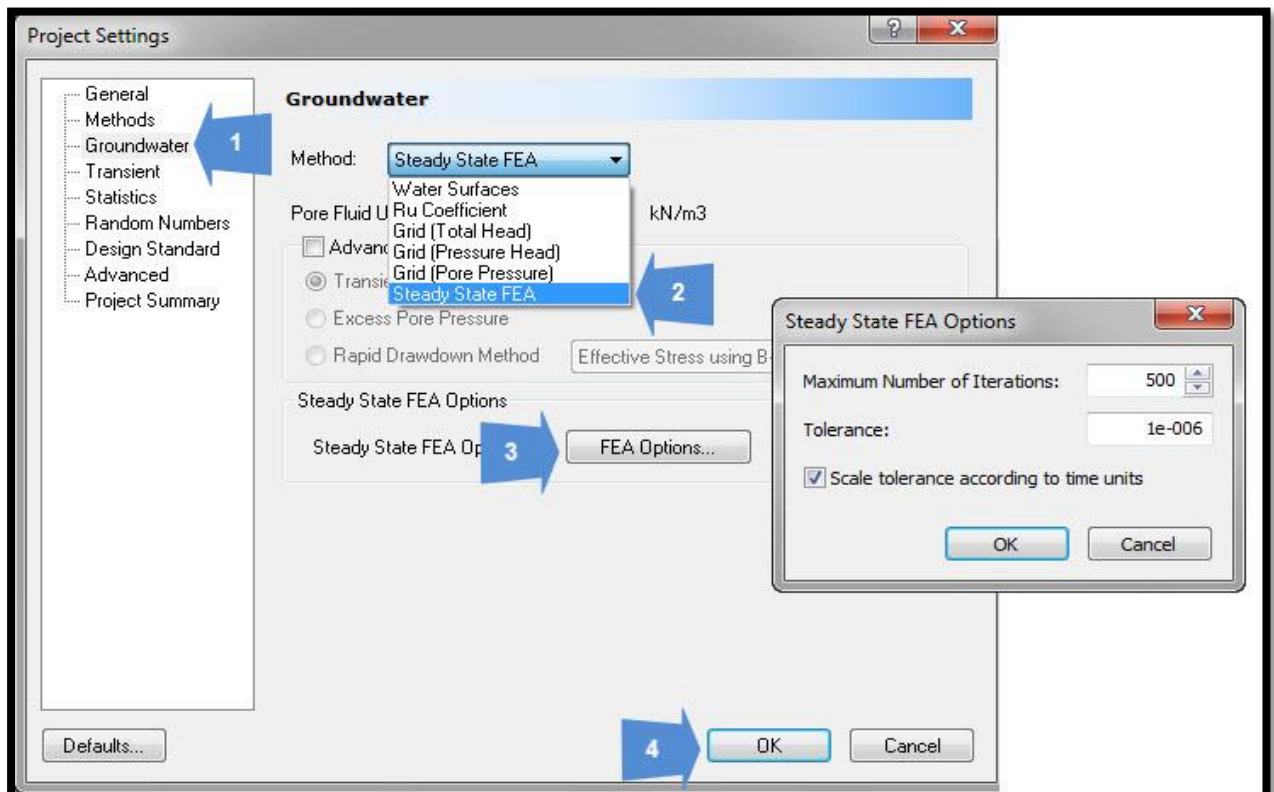
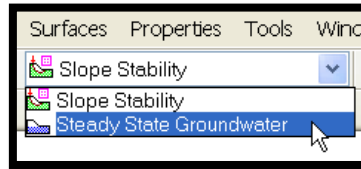


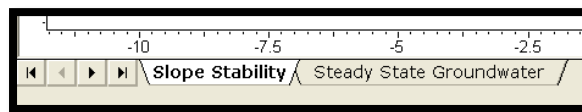
Figure IV. 2 Activation de l'analyse l'état des eaux souterraines sur Slide.

IV.2.3.1 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 Slide Modèle 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 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.2.4 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.

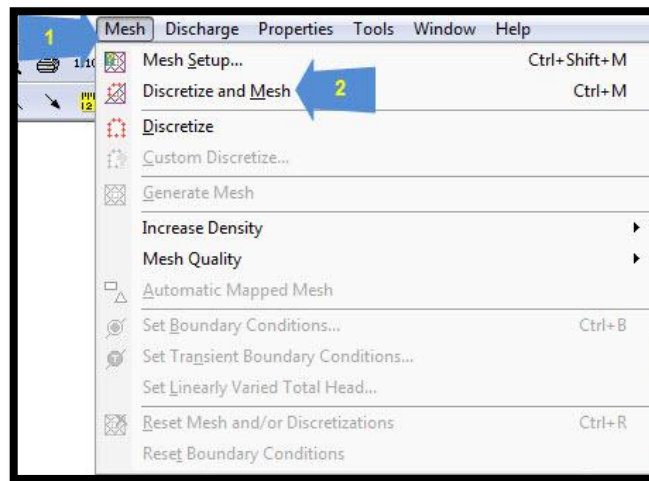


Figure IV. 3 Dialogue pour définir le maillage des éléments finis pour l'analyse des eaux souterraines.

IV.2.5 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.

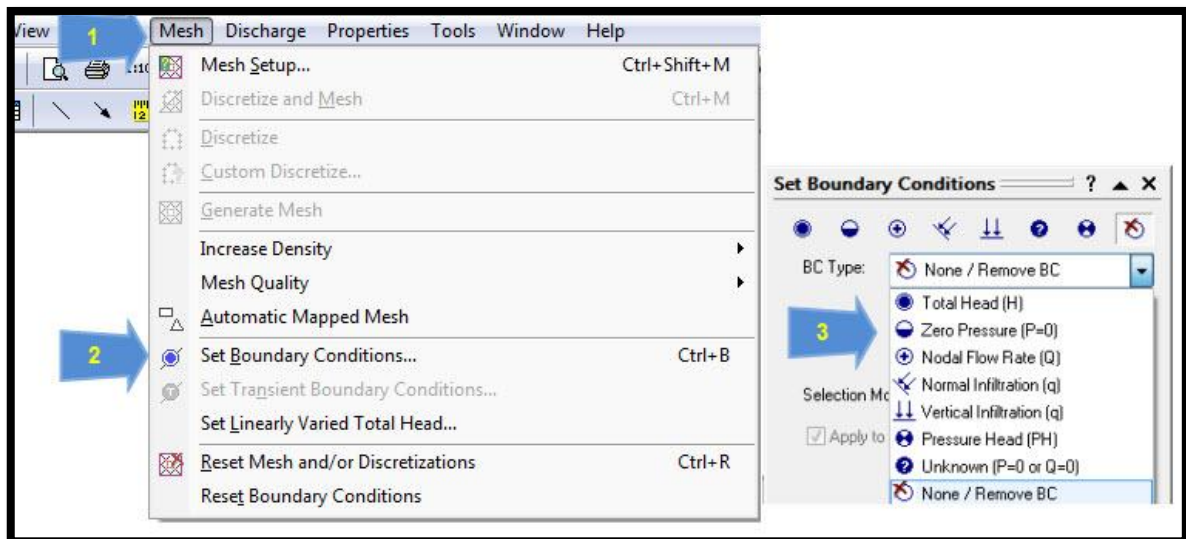


Figure IV. 4 Dialogue permettant d'affecter les conditions aux limites

IV.2.6 Propriétés hydrauliques

Les caractéristiques de perméabilité de chaque matériau sont définies avec l'option **Define Hydraulic Properties**. 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.

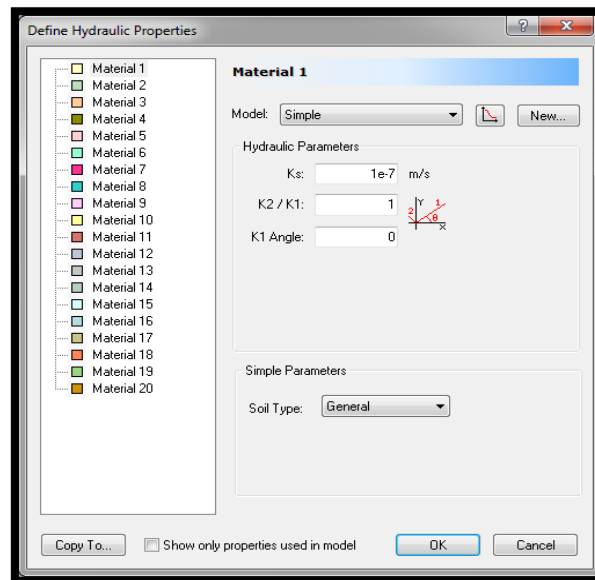
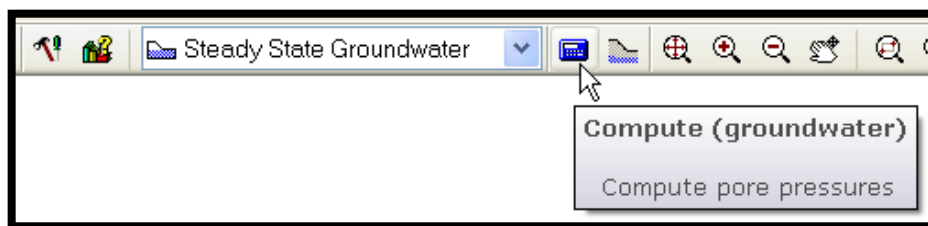


Figure IV. 5 Dialogue pour définir des propriétés hydrauliques.

IV.2.7 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.



IV.2.8 Interprétation des résultats de l'infiltration

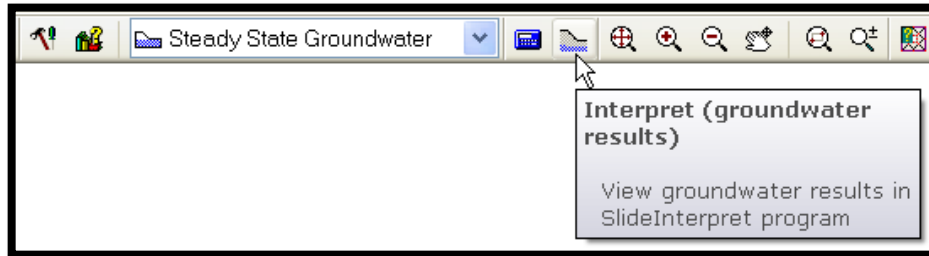
Les résultats d'une analyse des eaux souterraines est considérés avec le Slide Interpréter programme, en utilisant les options dans le menu de l'eau souterraine.

Remarque :

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 Slide programme interpréter.

Si nous souhaitons seulement afficher les résultats d'eau souterraine sans les résultats de stabilité de la pente, ou vice versa, 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 **Compute** (des eaux souterraines).



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 Faites glisser du modèle, et vérifiez que vous avez défini votre modèle correctement.

IV.2.9 Analyse de stabilité

IV.2.9.1 Déclaration de propriétés des matériaux



Properties → Define Materials

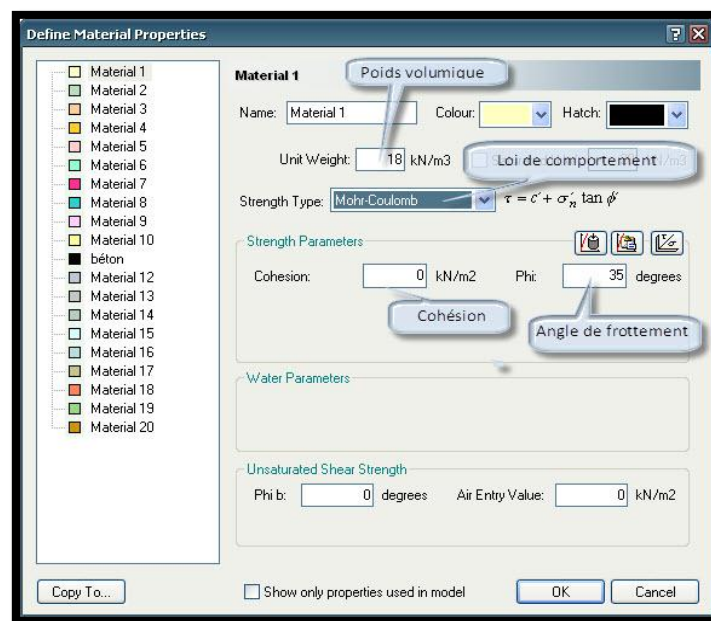


Figure IV. 6 Boîte de dialogue Propriétés des matériaux Définir.

IV.2.9.1.1 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. 7. [10]

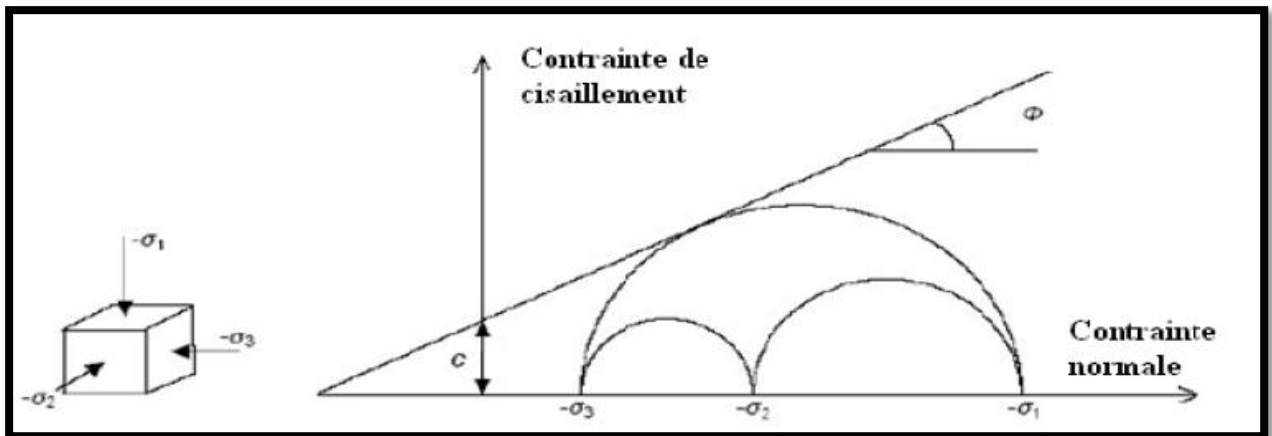


Figure IV. 7 Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

IV.2.9.2 Les méthodes d'analyse

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



Analysis → Project Settings

Sélectionnant sur la page Méthodes dans la boîte de dialogue Paramètres du projet.

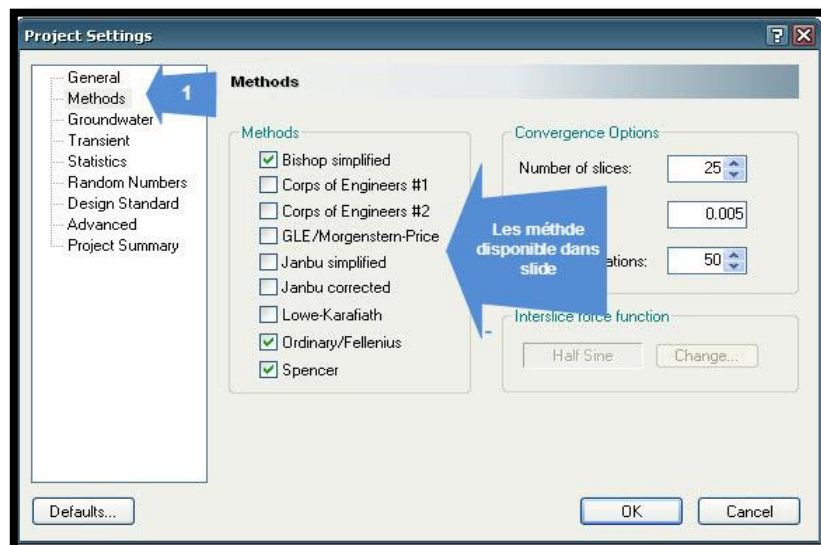


Figure IV. 8 Méthodes d'analyse dans les paramètres du projet.

IV.2.9.3 Surfaces de glissement

Slide 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 (Add Grid)) ou automatiquement créé par Slide (Auto Grid).



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.

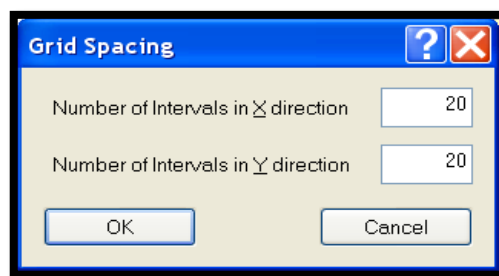


Figure IV. 9 Grille de dialogue Espacement.

IV.2.9.4 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 terminé, nous sommes prêt à voir les résultats dans Interpréter.

IV.2.9.5 Interpréter des résultats de l'infiltration

Pour voir les résultats de l'analyse :



Analysis → Interpret

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



Figure IV. 10 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 exécuté)
- 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. 3 Application sur le barrage d'AIN ZADA

IV.3.1 La géométrie des profils de la digue

La géométrie des profils choisis correspondent à de différentes sections transversales de la digue Comme nous l'avons vu dans le chapitre précédant **Figure III (8, 9,10), voir Annexe b.**

- Plus grande hauteur : profil axial du barrage (fond de vallée) **P600**
- Rive droite : **P500**
- Rive gauche : **P650**

IV.3.2 Les infiltrations du barrage

IV.3.2.1 Etapes des simulations

a- Génération du maillage

Le maillage est représenté sur la Figure IV. 13. Elle est générée automatiquement par défaut, on a choisi des éléments triangulaires à trois nœuds. La répartition du maillage est non uniforme au niveau des filtres et drains la densité du maillage est élevée, dont l'intérêt de conserver l'information jusqu'au la sortie.

Pour faire une bonne discrétisation géométrique il faut respecter les conditions suivant

On identifie les N_e sous-domaines (ou éléments) Ω_e qui pavent l'espace Ω du solide

$$\Omega = \sum_{e=1}^{N_e} \Omega_e$$

Il faut donc pouvoir représenter au mieux la géométrie souvent complexe du domaine étudié par des éléments de forme géométrique simple. Il ne doit y avoir ni recouvrement ni trou entre deux éléments ayant une frontière commune.

Aucune élément bidimensionnelle ne doit être plat, éviter les angles proches de 0° et 180° .

Lorsque la frontière du domaine est complexe, une erreur de discrétisation géométrique est inévitable. Cette erreur doit être estimée, et éventuellement réduite en modifiant la forme ou en diminuant la taille des éléments concernés (**Figure IV. 11**).

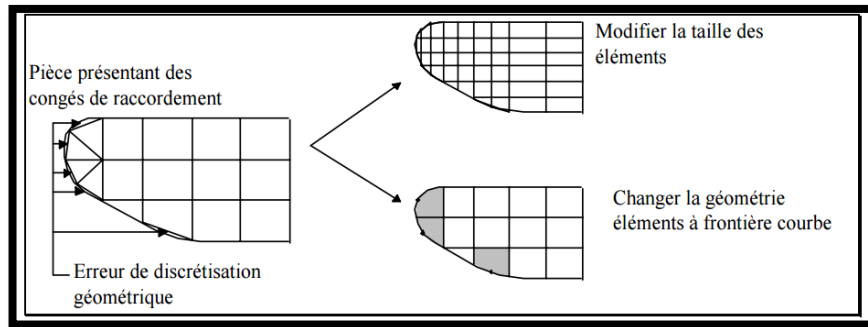


Figure IV. 11 Erreur de discrétisation géométrique.

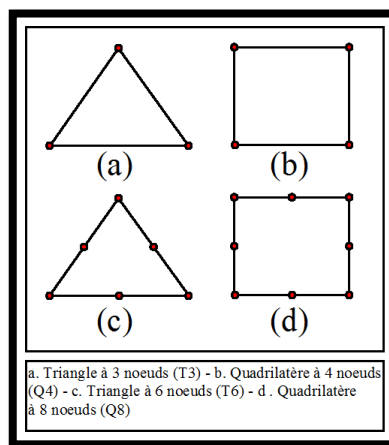


Figure IV. 12 Les éléments en 2D les plus couramment utilisés.

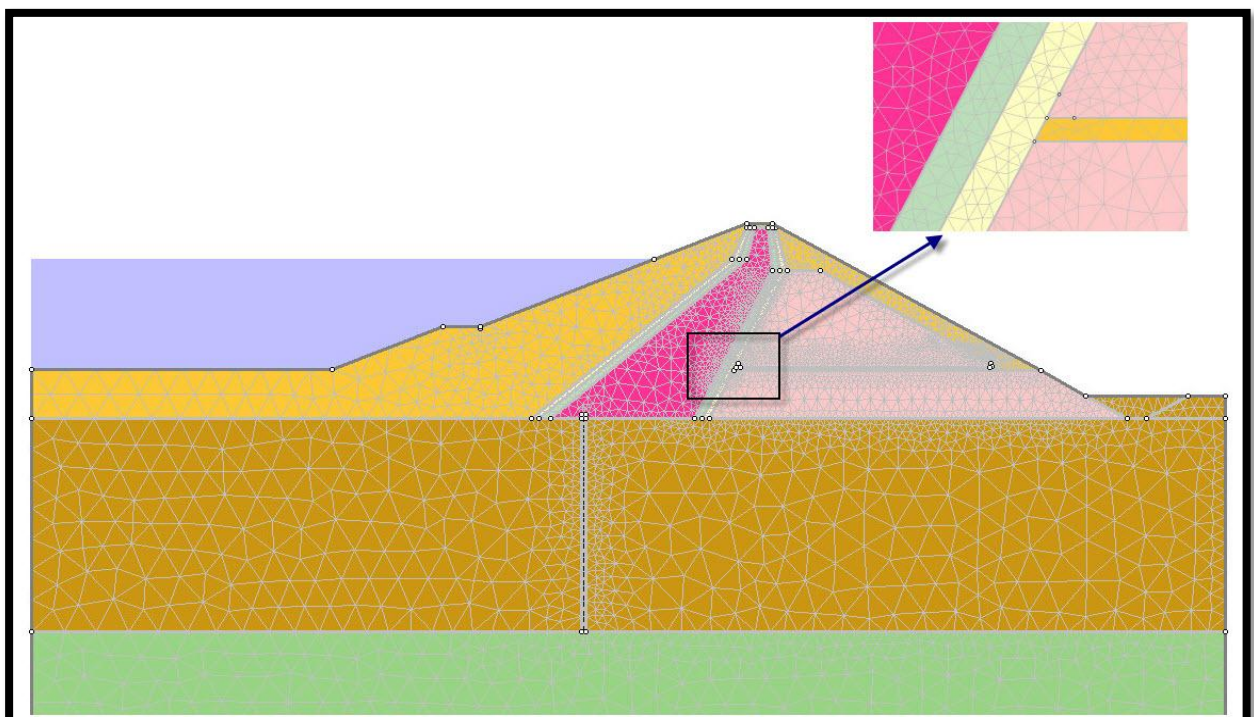


Figure IV. 13 Génération du maillage avec des éléments triangulaires à trois noeuds profil P 600.

b- Déclaration des conditions aux limites

Les conditions aux limites se sont des conditions à mettre aux frontières du volume de contrôle (géométrie du profil), et pour assurer la fermeture du système d'équations qui contrôle le phénomène, dont l'intérêt de trouver la solution unique. Les conditions aux limites de notre volume de contrôle sont les suivantes :

- Le niveau d'eau en amont pour calculer la charge hydraulique (H) : $H = \text{Cte}$.
Le niveau d'eau monte jusqu'à la côte 855 m.
- Surface de suintement (Sorte de la galerie de drainage) :
L'eau sort à l'air libre et la pression interstitielle égale la pression atmosphérique. Donc la pression relative est nulle. $P_{re} = 0$
- Les surfaces latérales imperméables :
Les débits traversés ces surfaces sont faibles ($Q = 0$), ou nous prenons les gradients hydrauliques suivant l'axe (ox) $\frac{\partial H}{\partial x} = 0$.
- Dans la base de la fondation : le débit filtrant suivant l'axe (oy) est nul $Q = 0$ ou le gradient hydraulique $\frac{\partial H}{\partial y} = 0$

c- Déclarations des propriétés des matériaux

- **Définir les propriétés hydrauliques**

L'option Propriétés hydraulique définir, est utilisée pour spécifier les caractéristiques de perméabilité.

- *perméabilité à la saturation*

Une perméabilité à saturation, K_s , doit toujours être spécifiée pour une matière.

- *perméabilité dans un milieu non saturé complètement*

Formule de Gardner (1956) est définie par :

$$K = K_s \frac{1}{1 + ah^n}$$

Avec : a et n sont les paramètres de la formule

h : est la charge de pression

K = Perméabilité

K_s = Perméabilité à la saturation.

- Paramètres de perméabilité anisotrope









Perméabilité anisotrope peut être spécifiée pour un matériau (perméabilité varie en fonction de la direction), en spécifiant un facteur qui définit la perméabilité relative entre les deux directions orthogonales.

- K_2/K_1 est le facteur de la perméabilité relative dans la direction orthogonale à la direction de K_1 .
- La perméabilité K_1 (K_h) est la perméabilité «primaire» définie par les K_s de perméabilité à la saturation.

d- Définir les caractéristique des matériaux utilisés

Huit matériaux sont modélisés dans ces applications, et qui sont définis par : le poids volumique γ_h , les caractéristique mécaniques (cohésion c' , angle de frottement $\phi(^{\circ})'$), le modèle de comportement du sol et les propriétés hydrauliques (les coefficients de perméabilité ($K_1=K_h$, $K_2=K_v$), rapport entre les perméabilités pour un sol anisotrope).

Tableau IV. 1 Récapitulation des caractéristiques des matériaux utilisées dans le modèle

Propriétés	Transition	Filtre	Recharge 1	Recharge 2	Noyau	Rideau d'injection	Fondation 2	Fondation 1
couleur								
Poids volumique [kN/m ³]	18	18	22	20	26	26	20	20
Cohésion [kPa]	0	0	1	1	10	10	1	1
Angle de frottement [deg]	35	35	40	30	26	26	35	35
Ks [meters/second]	0.001	0.005	0.0001	5e-005	1e-009	1e-011	9e-007	5e-005
K2/K1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.5	1	1	1
K Angle [deg]	0	0	0	0	0	0	0	0

IV.3.2.2 Presentation des resultats

- *Profil axial P600*

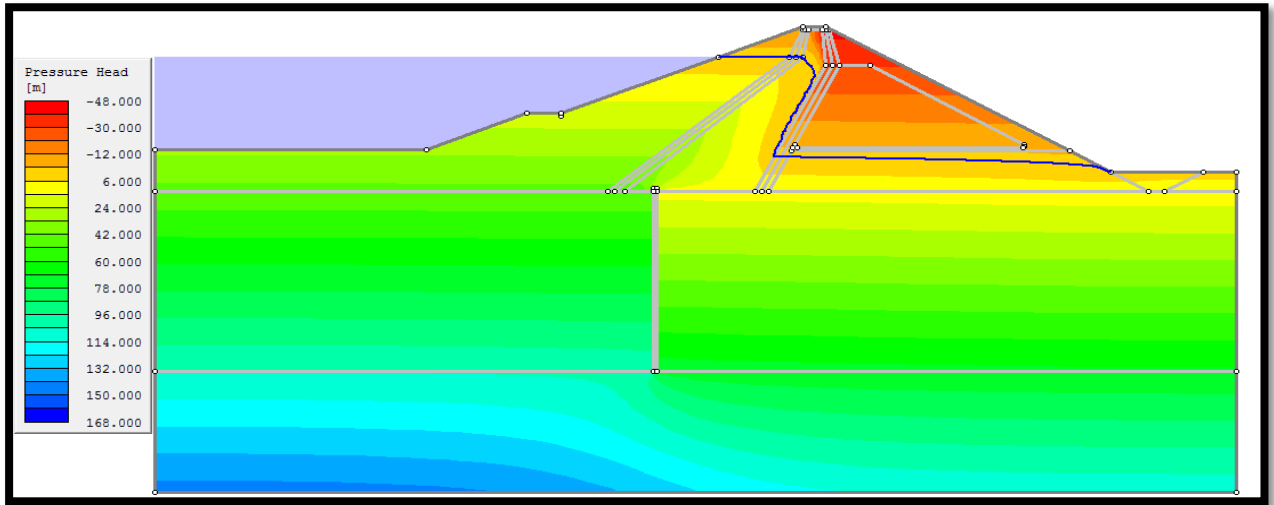


Figure IV. 14 Iso-lignes de pression interstitielle.

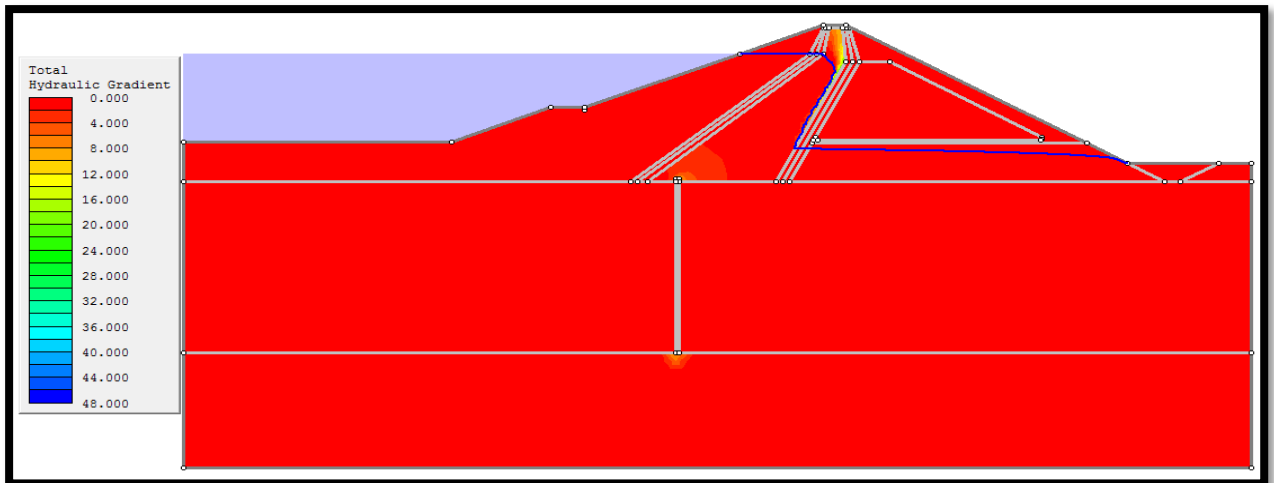


Figure IV. 15 Iso-lignes des gradients totaux hydrauliques.

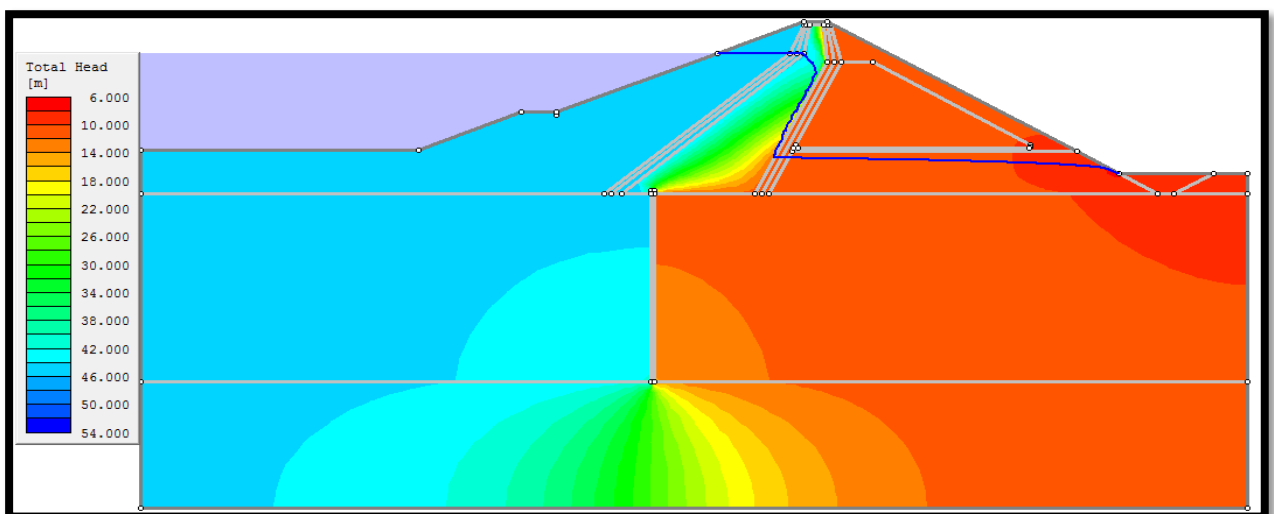


Figure IV. 16 Iso-lignes de la charge hydraulique.

- Les figures suivantes montrent la forme de la nappe phréatique

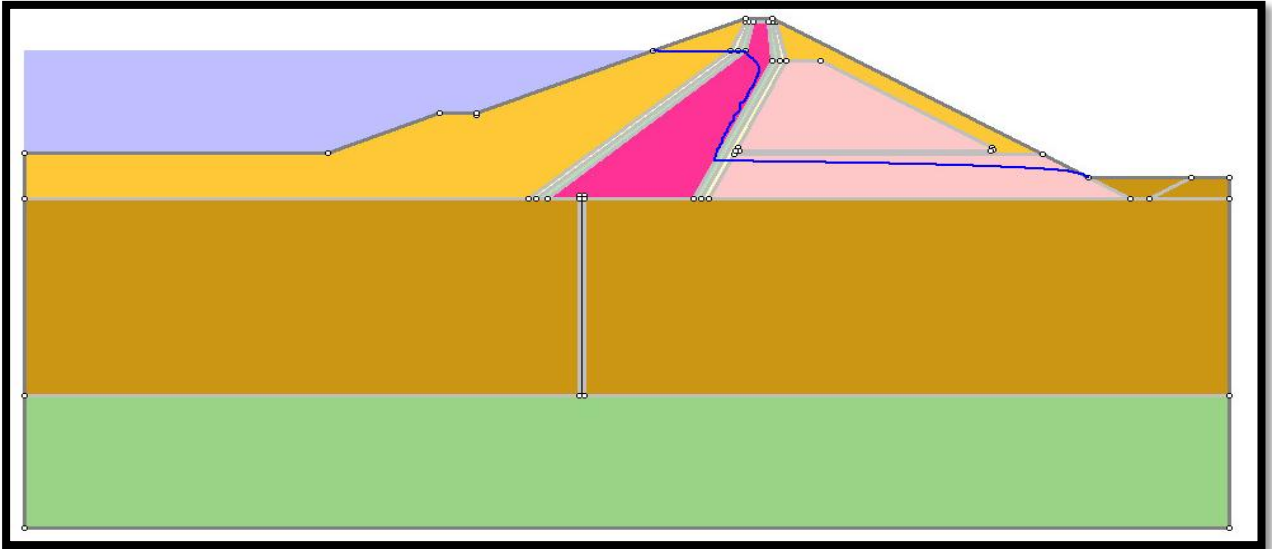


Figure IV. 17 Détermination de la nappe de saturation du profil axial P600

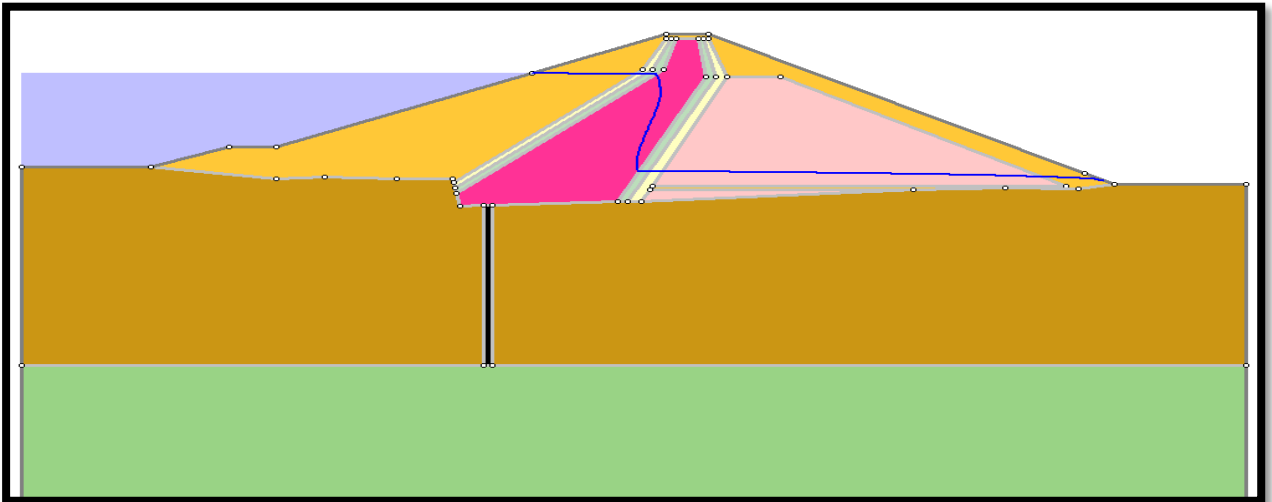


Figure IV. 18 Détermination de la nappe de saturation Profil P500

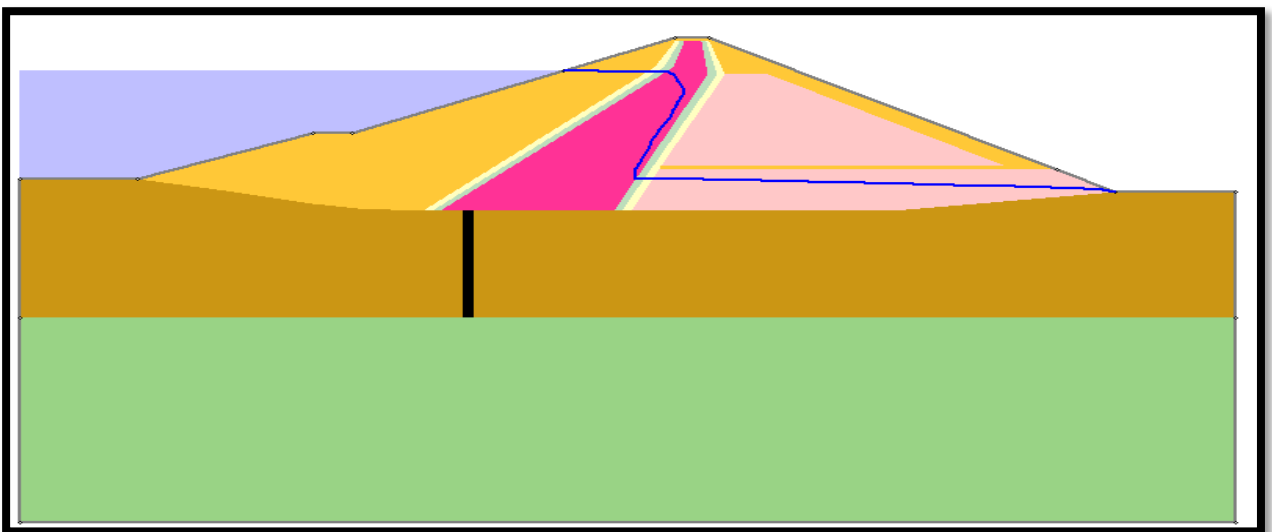


Figure IV. 19 Détermination de la nappe de saturation du Profil P650

D'après les figures précédentes on constate que le champ des pressions ainsi que la distribution de la saturation sont données sur la **Figure IV. 14** Nous localisons une zone au-dessus de la nappe où les pressions d'eau sont négatives.

IV.3.3 Détermination du coefficient de sécurité

Les principaux cas à étudié sont comme suite :

- Cas I Stabilité en fin de construction
- Cas II Stabilité en cours de fonctionnement, retenue pleine, régime permanent (talus aval)
- Cas III Vidange rapide (talus amont).
- Cas IV État normal en service pendant un séisme

IV.3.3.1 Stabilité en fin de construction

Pas encore d'action de la retenue, mais les pressions interstitielles sont élevées car les surpressions dues à la construction ne sont pas encore dissipées ; cas souvent dimensionnant pour le talus aval ; [11]

- **Talus Amont**

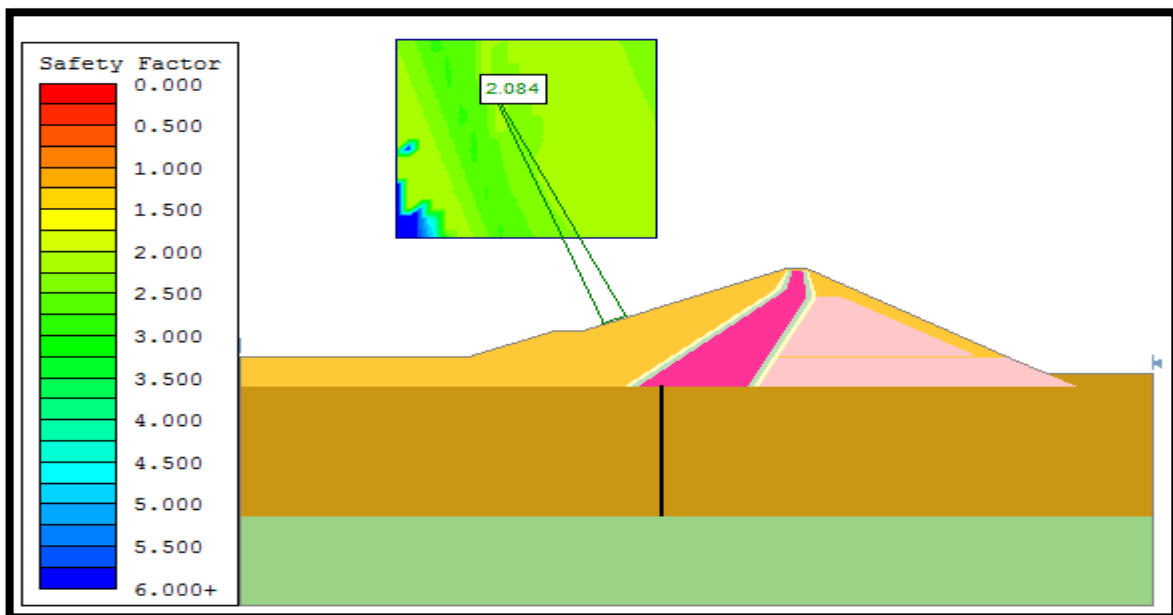


Figure IV. 20 Résultats de la stabilité P600, cas fin construction talus Amont, par méthode Fellenius

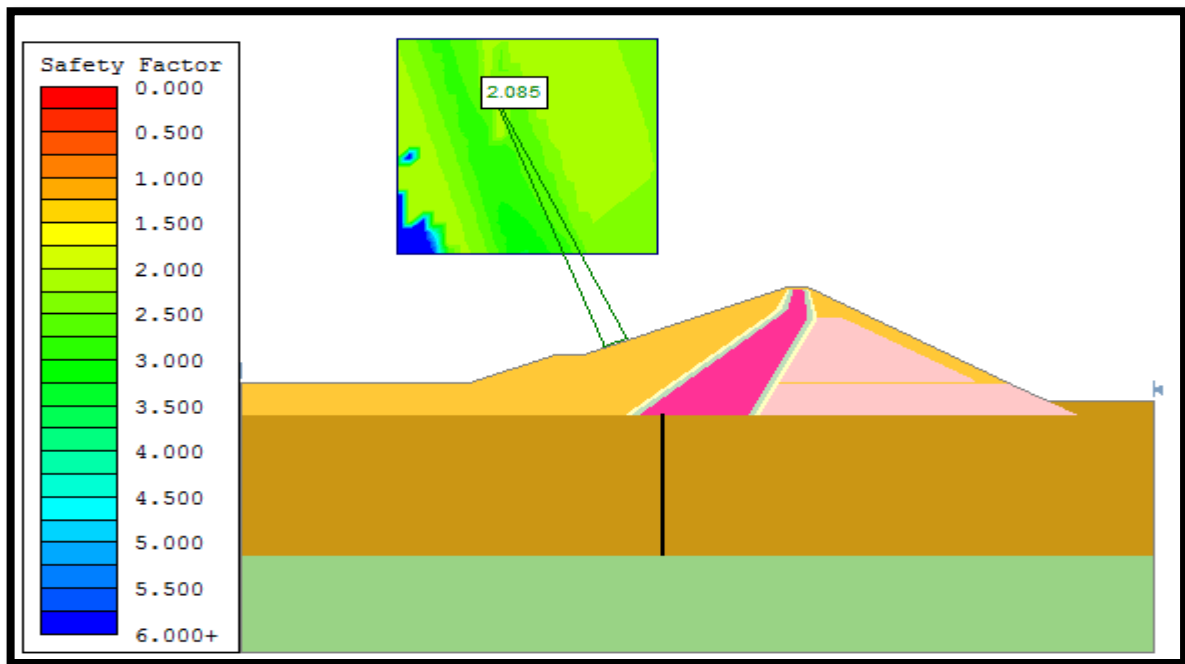


Figure IV. 21 Résultats de la stabilité P600, cas fin construction talus amont, par méthode Bishop

- Talus Aval

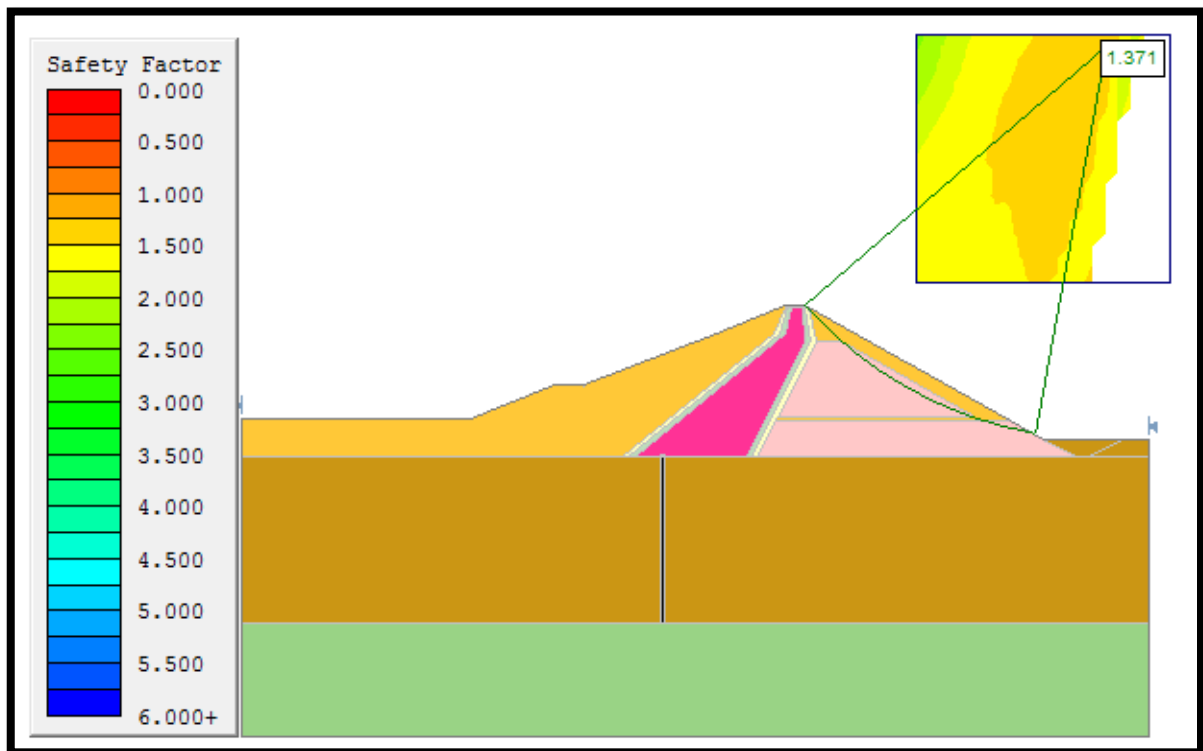


Figure IV. 22 Résultats de la stabilité P600 cas fin construction, talus aval, par méthode Bishop

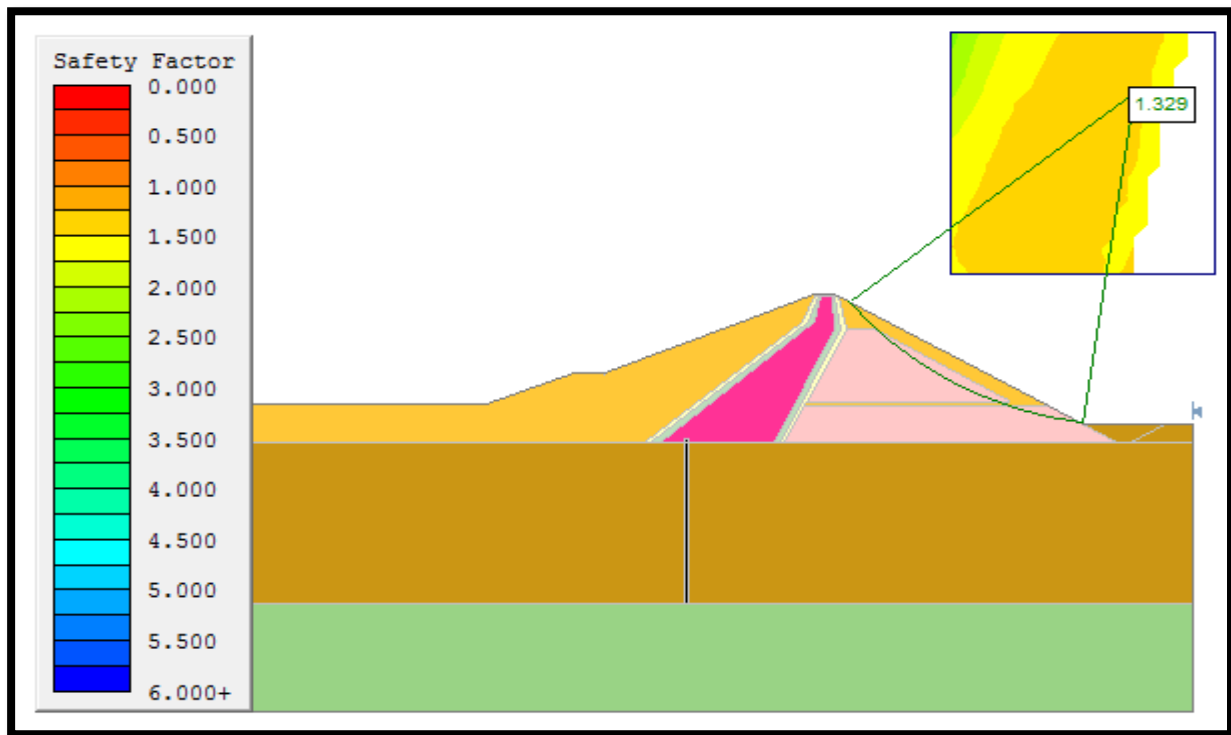


Figure IV. 23 Résultats de la stabilité P600 cas fin construction, talus aval par méthode Fellenius

Tableau IV. 2 Valeurs du coefficient de sécurité par différentes méthodes, cas de fin construction

	Méthode de Fellenius	Méthode de Bishop
Fin construction talus Aval	1.329	1.371
Fin construction talus amont	2.084	2.085

D'après les Valeurs du coefficient de sécurité dans le tableau IV.2 notre barrage avant la mise en eau (fin construction) est stable dans le deux talus amont et aval.

IV.3.3.2 État normal en service, retenue pleine :

Le poids du remblai et la poussée de la retenue sont considérés ; le champ de pression interstitielle est calculé par un réseau d'écoulement à travers le barrage (et sa fondation) en tenant compte des diverses perméabilités

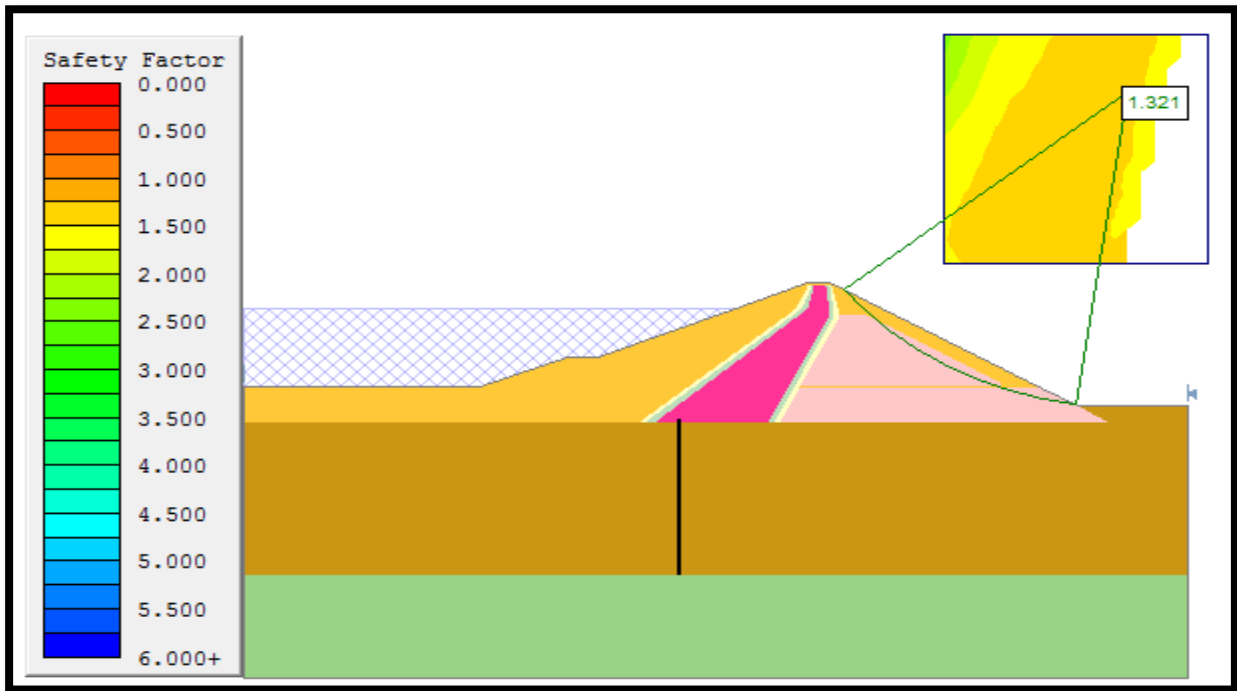


Figure IV. 24 Résultats de la stabilité P600, cas état normal, retenue pleine, par méthode de Fellenius

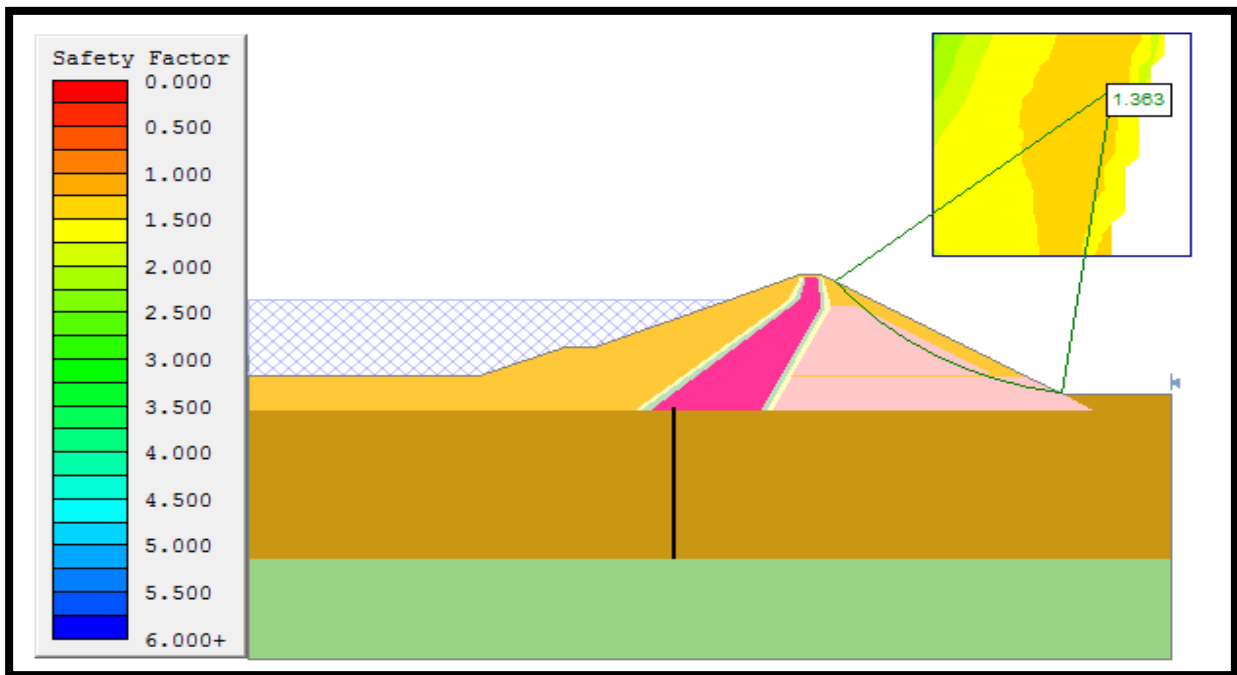


Figure IV. 25 Résultats de la stabilité P600, cas état normal, retenue pleine, par méthode Bishop

Tableau IV. 3 Valeurs du coefficient de sécurité par différentes méthodes, cas d'état normal

	Méthode de Fellenius	Méthode de Bishop
Etat normal (retenue pleine, talus Aval)	1.321	1.363

D'après les valeurs du coefficient de sécurité dans le tableau IV.3 notre barrage stable à l'état normal en service retenue pleine ;Aucun risque n'est à observer lors de sa mise en eau.

IV.3.3.3 Cas de vidange rapide :

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

a- Cas sans RIP-RAP

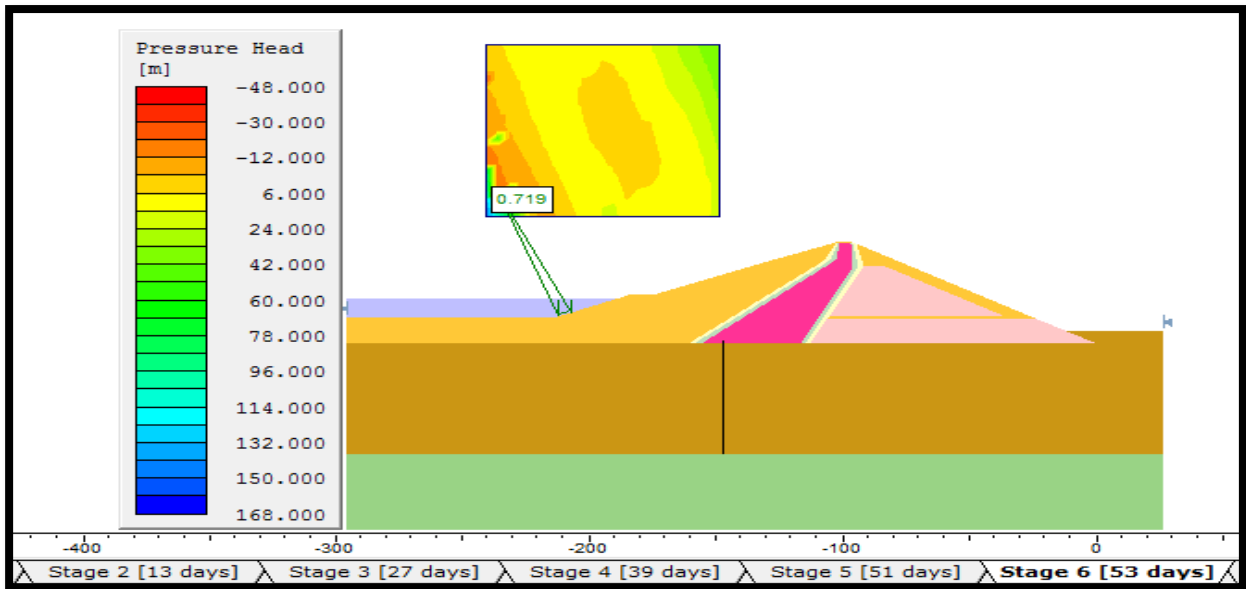


Figure IV. 26 Résultats de la stabilité P600, Cas de vidange rapide avec Rip-rap, par méthode Bishop

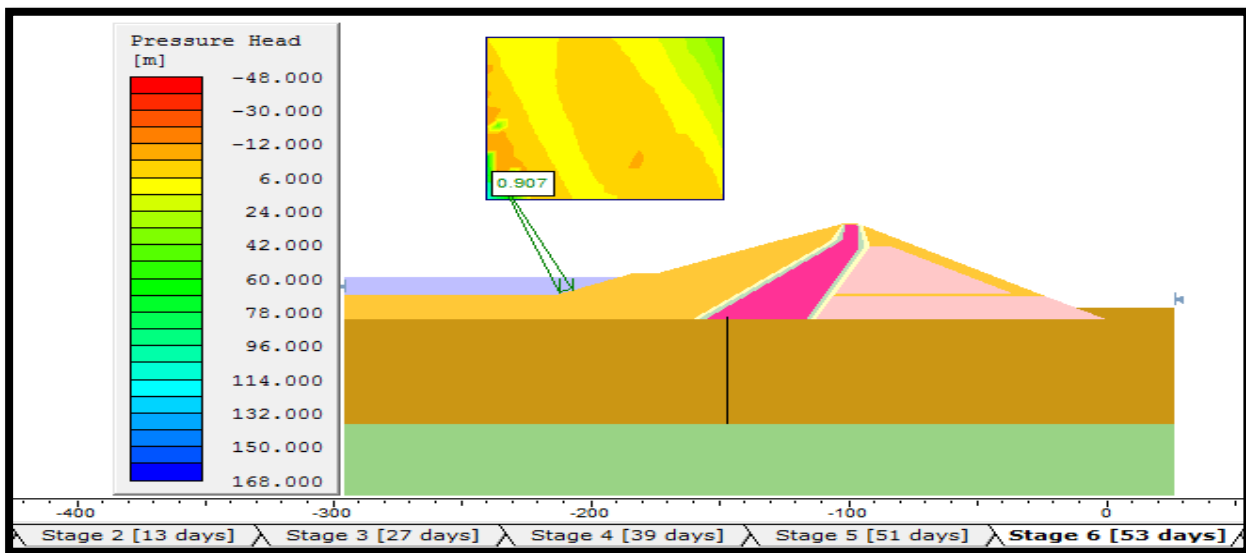
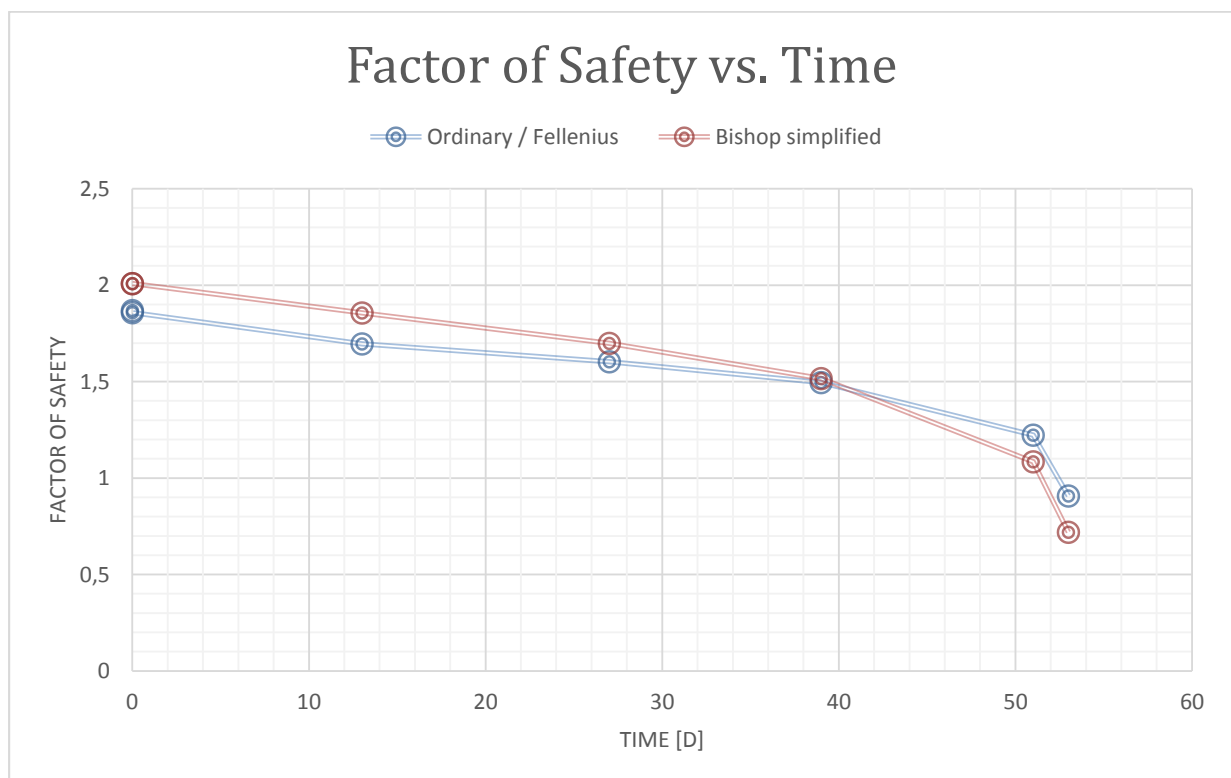


Figure IV. 27 Résultats de la stabilité P600, Cas de vidange rapide, sans Rip-rap, par méthode Fellenius

Tableau IV. 4 Valeurs du coefficient de sécurité par différentes méthodes, sans Rip-rap, cas de vidange rapide.

Temps (j)	Coefficient de sécurité (Ordinary / Fellenius)	Coefficient de sécurité (Bishop simplified)
0	1.86902	2.00853
0	1.85825	2.00852
13	1.69635	1.85656
27	1.6032	1.69854
39	1.49492	1.51545
51	1.22297	1.0839
53	0.907345	0.718717

**Figure IV. 28** Valeurs du coefficient de sécurité en fonction du temps, sans Rip-rap, cas de vidange rapide.

D'après les valeurs du coefficient de sécurité, nous amène à dire que notre barrage n'est pas stable à la vidange rapide sans Rip-rap.

b- Avec RIP-RAP

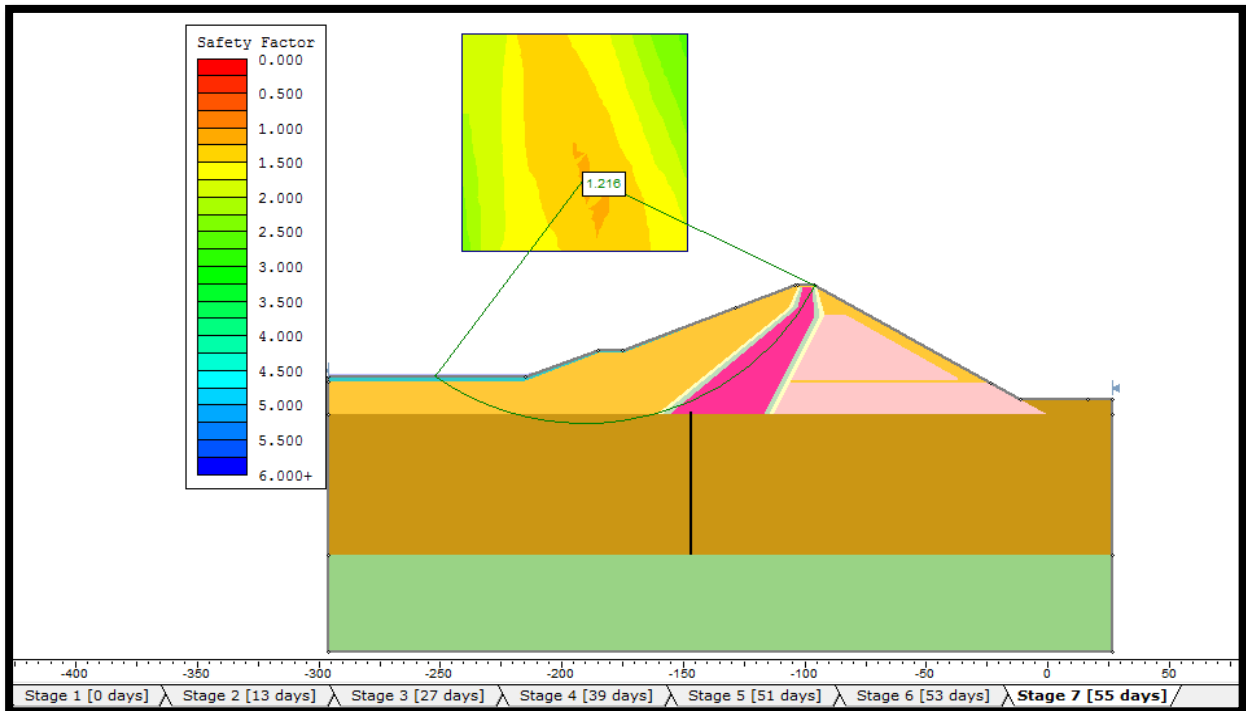


Figure IV. 29 Résultats de la stabilité P600, Cas de vidange rapide, avec Rip-rap, par méthode Fellenius

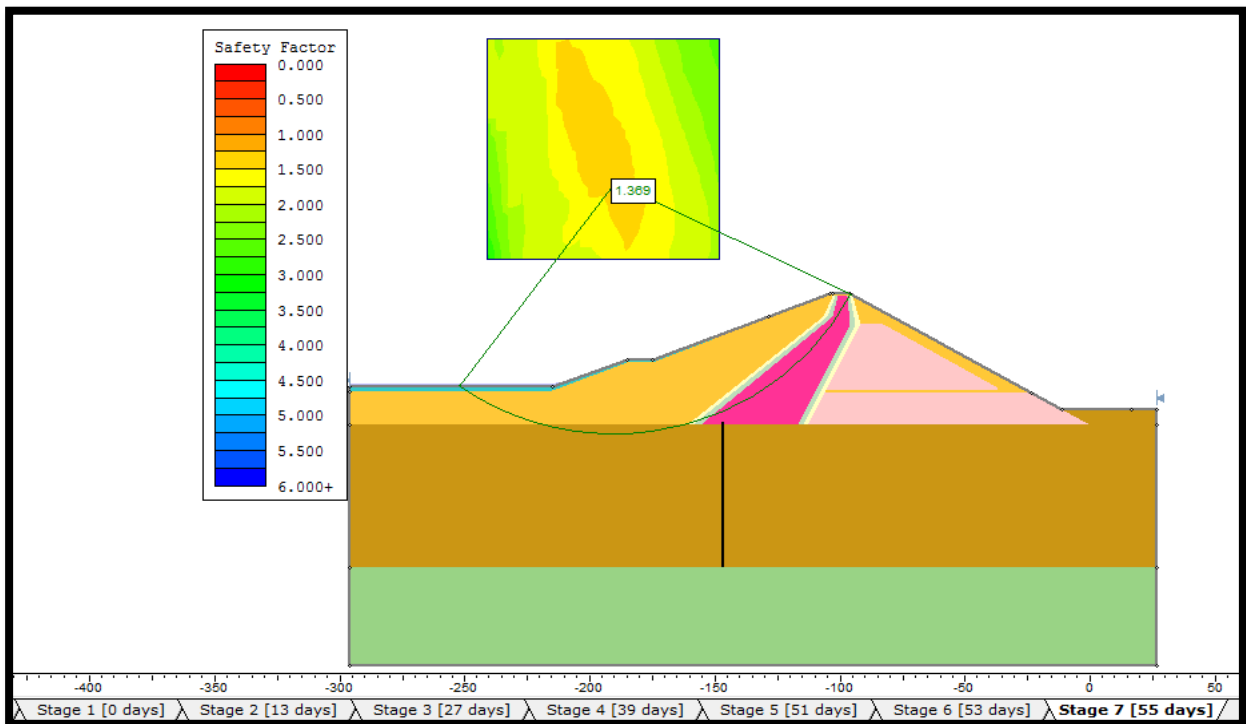
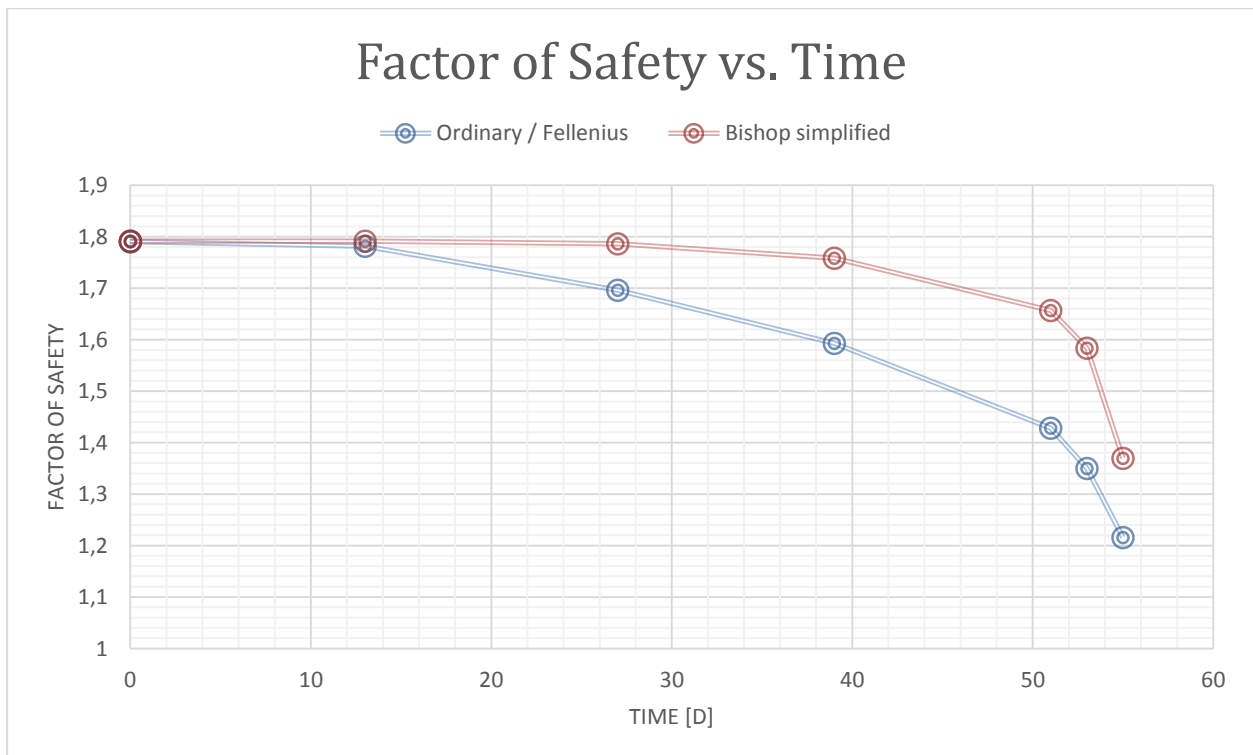


Figure IV. 30 Résultats de la stabilité P600, Cas de vidange rapide, avec Rip-rap, par méthode Bishop

Tableau IV. 5 Valeurs du coefficient de sécurité par différentes méthodes, avec Rip-rap, cas de vidange rapide.

Temps (j)	Coefficient de sécurité (Ordinary / Fellenius)	Coefficient de sécurité (Bishop simplified)
0	1.79062	1.79142
13	1.7819	1.79142
27	1.69609	1.78652
39	1.59306	1.75854
51	1.42794	1.65693
53	1.35009	1.58361
55	1.21564	1.36947

**Figure IV. 31** Valeur du coefficient de sécurité en fonction du temps, avec Rip rap cas de vidange rapide.

D'après les valeurs du coefficient de sécurité, qui amène à dire que notre barrage est stable à la vidange rapide, Ce coefficient F_s va s'améliorer dans le temps grâce à la consolidation des sols de l'ouvrage.

IV.3.3.4 État normal en service pendant un séisme :

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

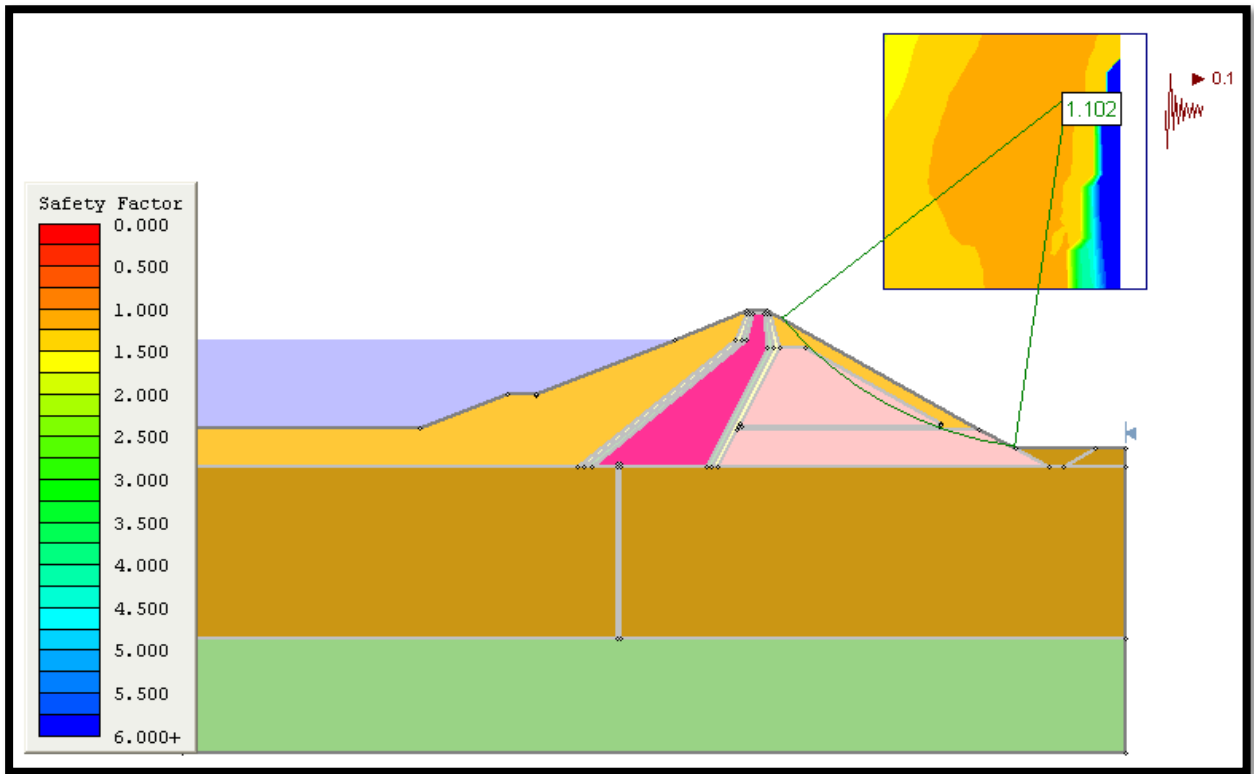


Figure IV. 32 Résultats de la stabilité P600 état normal en dynamique, méthode Bishop

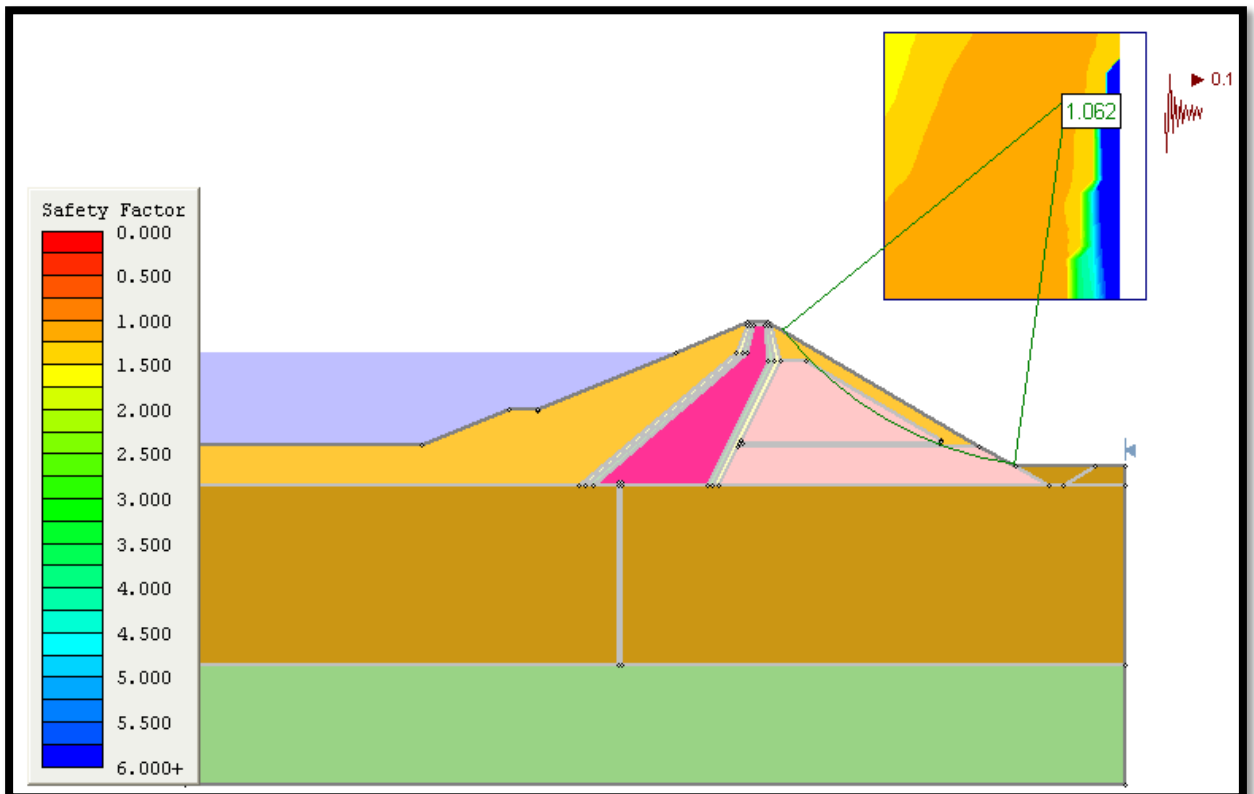


Figure IV. 33 Résultats de la stabilité P600 état normal en dynamique, méthode Fellenius

Tableau IV. 6 Valeurs du coefficient de sécurité, état normal avec un séisme.

	Méthode de Fellenius	Méthode de Bishop
État normal avec un séisme (talus aval)	1.062	1.101

D'après les Valeurs des coefficients de sécurité dans le tableau IV.6 notre barrage est stable à l'état normal en service pendant un séisme ;

IV.3.4 Détermination des débits filtrés

Pour déterminer le débit volumique, on utilise la formule suivante :

$$q = \int V_x ds = \sum_i^n V_x \Delta S_i$$

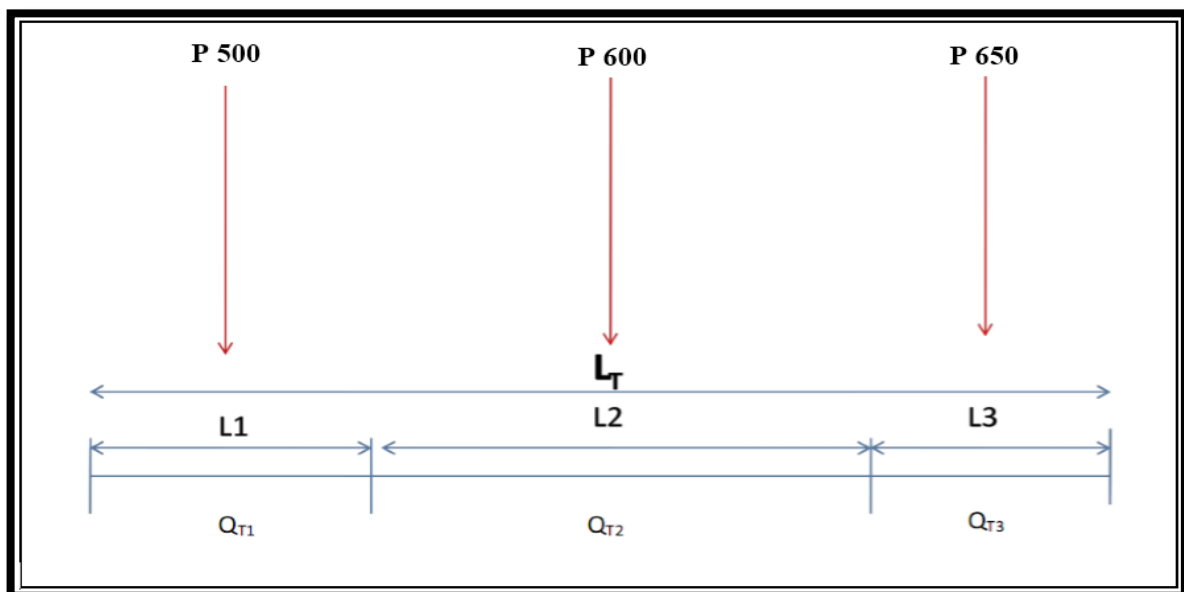
Les valeurs des débits obtenus après simulation pour les différents profils de la digue sont présentées dans le tableau en ci-dessous.

Tableau IV. 7 Débits volumiques de fuite pour différent profils de la digue.

Le profil	Débit de fuite [m ³ /s/ml]
P600	7.77.10 ⁻⁵
P500	4.42.10 ⁻⁵
P650	3.79.10 ⁻⁵

IV.3.4.1 Estimation des débits de fuite total

Pour calculer le débit, il faut adopter une méthode d'estimation, voir la figure suivante

**Figure IV. 34** Schéma de la méthode d'estimation du débit total de fuite.

A partir de la géométrie de l'ouvrage, on peut déterminer les longueurs de la digue :

$$L_{base} = 489.9 \text{ m} , L_{crête} = 688 \text{ m}$$

La longueur totale représente la moyenne des longueurs de la crête et de la base :

$$L_T = \frac{L_{base} + L_{crête}}{2}$$

Donc : $L_T = 588.95 \text{ m}$

On définit les longueurs partielles par les formules suivantes :

$$L_1 = L_2 = L_3 = \frac{1}{3} L_T$$

Le débit calculé de la manière suivante :

➤ *Profil (P500)*

$$Q_{T1} = q_1 \cdot L_1$$

➤ *Profil axial (P600)*

$$Q_{T2} = q_2 \cdot L_2$$

➤ *Profil (P650)*

$$Q_{T3} = q_3 \cdot L_3$$

❖ *Le débit total de fuite*

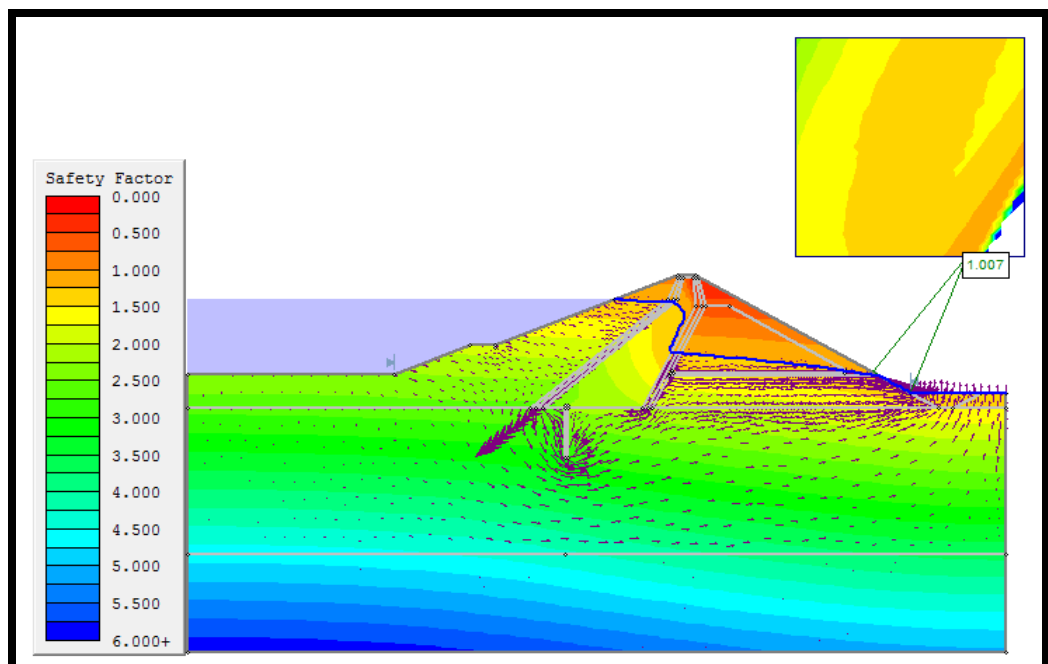
$$Q_{fuite} = Q_{T1} + Q_{T2} + Q_{T3}$$

$$Q_{fuite} = 31.37 \text{ l/s}$$

Donc le débit de fuite annuel d'environ de 1 million de m³

Chapitre V

Etude paramétrique



CHAPITRE V

Etude paramétrique

V.1 Introduction

Dans les barrages en terre à zones, le noyau représente la partie imperméable de la digue, par conséquent, dans ce chapitre, on va étudier la perméabilité du noyau à fin de trouver l'effet de cette dernière sur la stabilité global de la digue.

Dans ce cas, nous avons sélectionné le profil (**P600**) critique qui représente la zone dont la hauteur de l'eau est la plus considérable. C'est en effet dans les parties de ce profil que le risque d'instabilité est présent.

Les hypothèses de travail tiennent en compte :

- Cas stationnaire,
- Hauteur est maximal (réservoir rempli)
- Noyau est un milieu anisotrope

V.2 Influence de la perméabilité sur la stabilité

❖ Variation du coefficient de sécurité en fonction de la perméabilité de noyau

Le tableau suivant représenter les différentes valeurs du coefficient de sécurité en fonction de la perméabilité de noyau.

Tableau V. 1 Variation du coefficient de sécurité en fonction de perméabilité de noyau

Perméabilité Kh (m/s)	Coeff. de sécurité (Fellenius)	Coeff. de sécurité (Bishop simplifiée)
1.0E-09	1.3	1.36
1.0E-08	1.32	1.36
5.0E-06	1.26	1.24
1.0E-05	1.10	0.99
5.0E-05	0.96	0.81

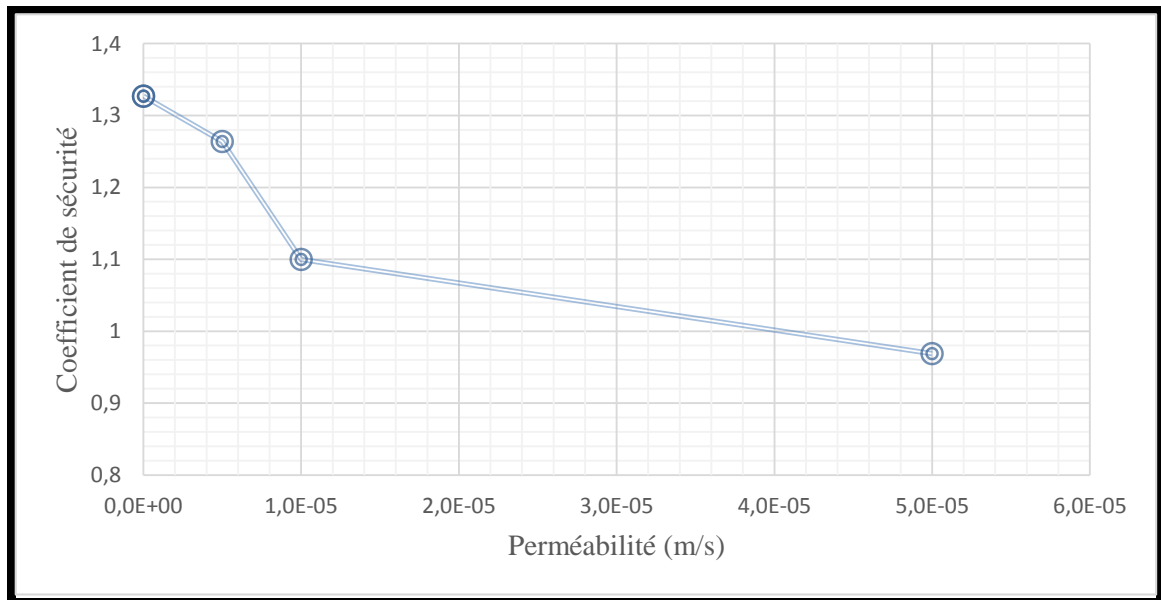


Figure V.1 Variation du coefficient de sécurité en fonction de la perméabilité de noyau (D'après la méthode de Fellenius).

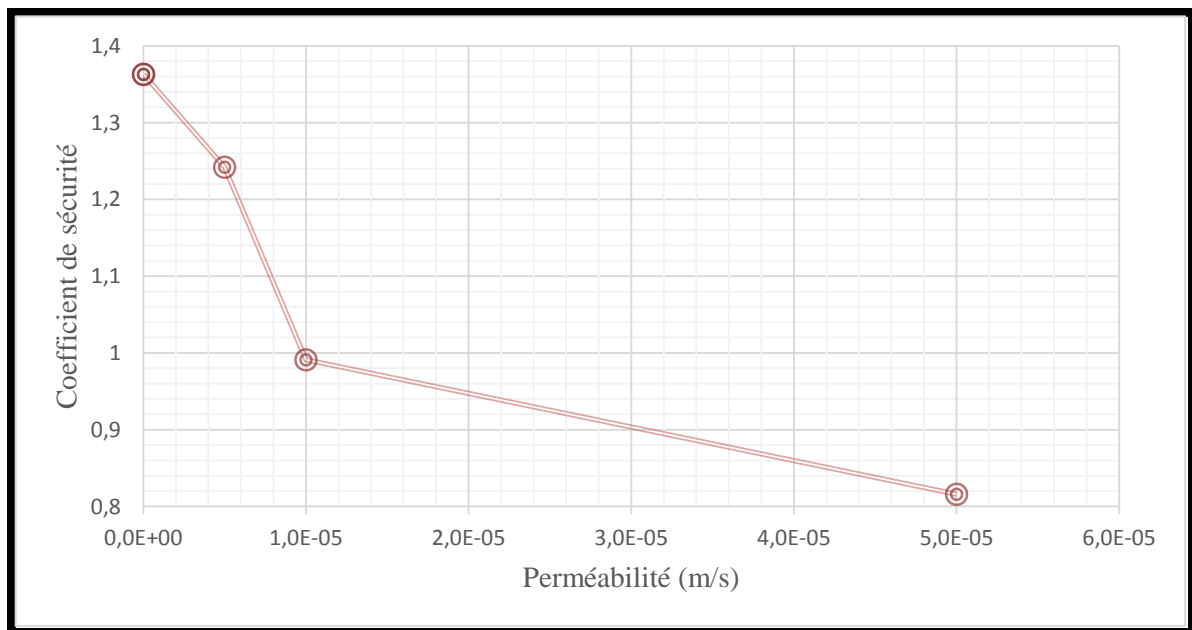


Figure V. 2 Variation du coefficient de sécurité en fonction de la perméabilité de noyau (D'après la méthode de Bishop simplifiée).

Les figures suivantes indiquent les différents cercles de glissement favorable pour des différentes valeurs de la perméabilité de noyau.

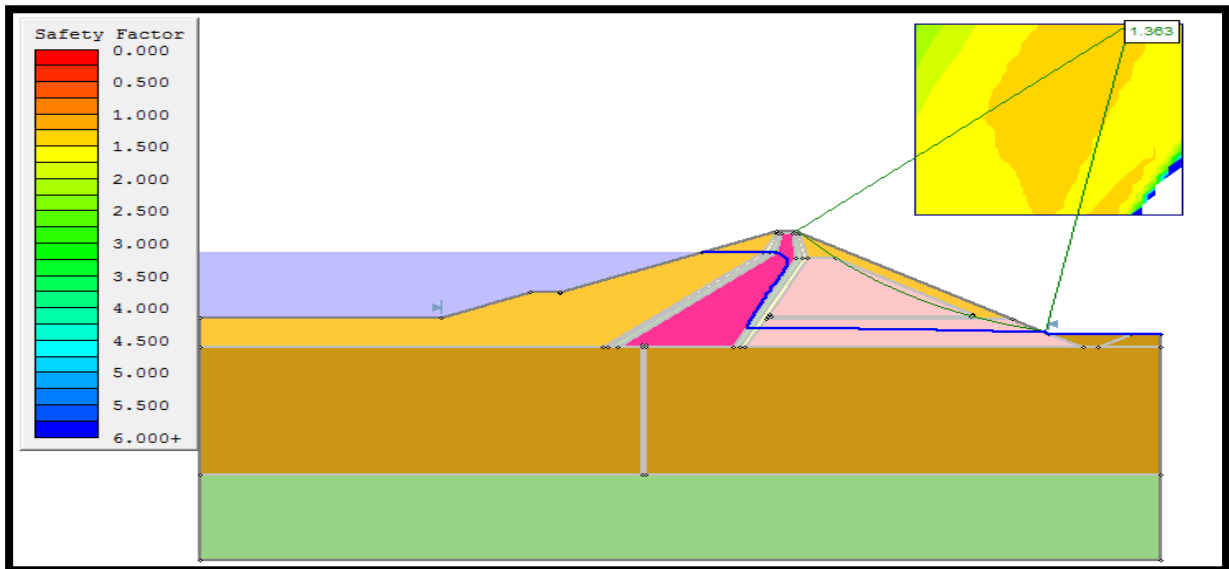


Figure V. 3 Coefficient de sécurité et le cercle de glissement le plus favorable, pour $k = 10^{-9}$ m/s

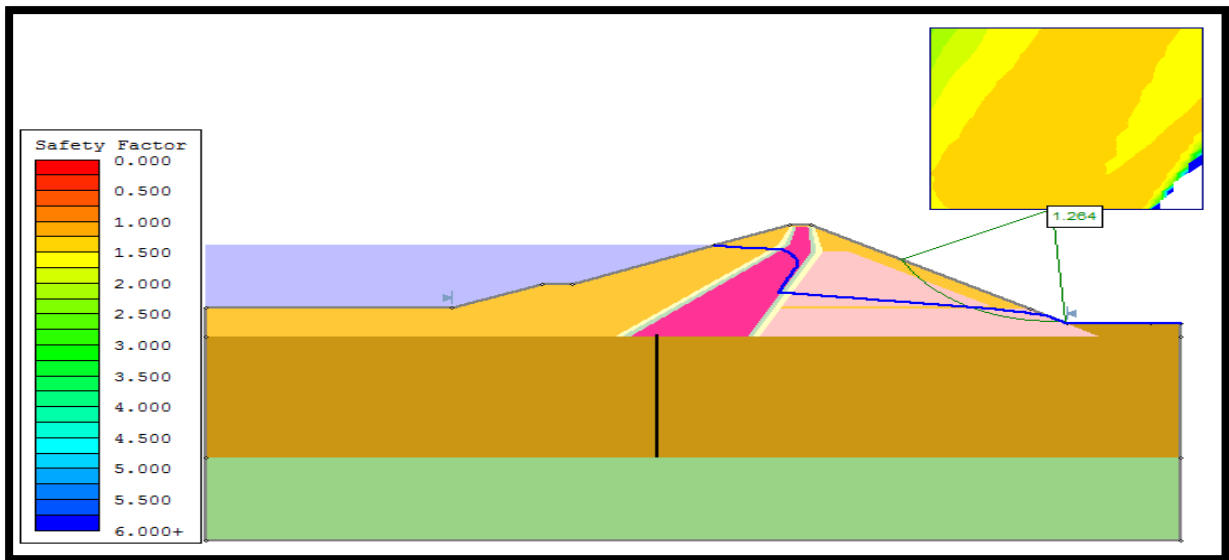


Figure V. 4 Coefficient de sécurité et le cercle de glissement le plus favorable, pour $k = 10^{-6}$ m/s

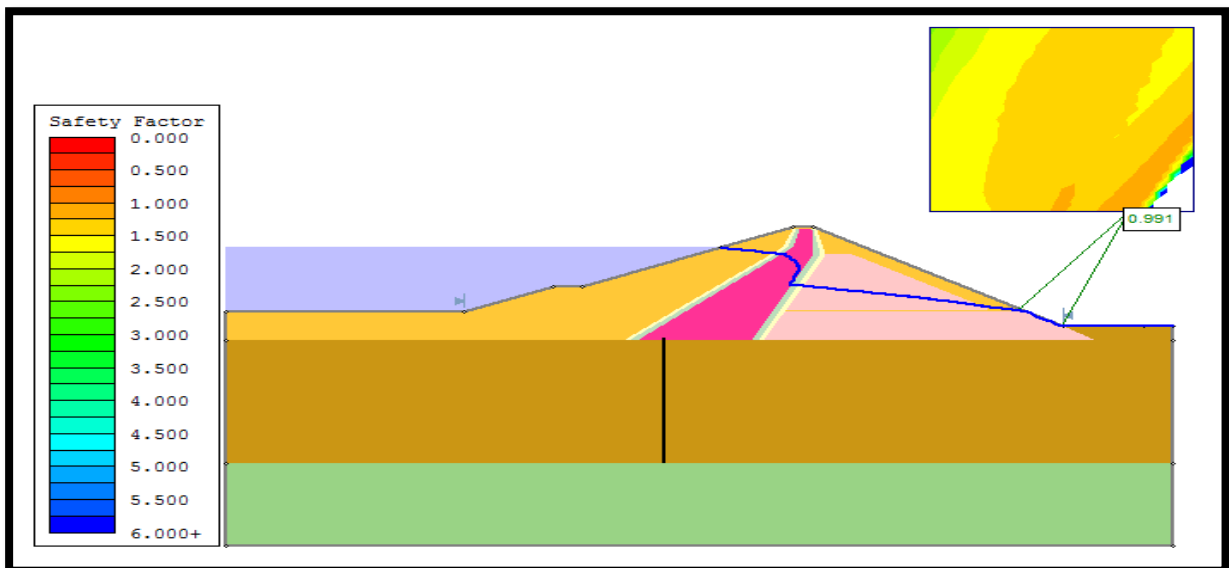


Figure V. 5 Coefficient de sécurité et le cercle de glissement le plus favorable, pour $k = 10^{-5}$ m/s

- **Interprétation des résultats :**

D'après la figure (V.1) et (V.2), on constate que les coefficients de sécurité augmentent proportionnellement avec l'augmentation de l'imperméabilité, alors, dans le cas d'une perméabilité élevée la sécurité du barrage devient faible.

Les figures (V.3-4-5) montrent l'impact inverse de différentes valeurs de perméabilité sur la stabilité du talus aval.

V.3 Relation entre la perméabilité du noyau et le débit de fuite

❖ Variation du débit de fuite en fonction de la perméabilité du noyau

Le tableau suivant représente les différentes valeurs de débit de fuite en fonction de la perméabilité.

Tableau V. 2 Variation du débit de fuite en fonction de la perméabilité du noyau.

Perméabilité (Kh) (m/s)	Débit de fuite (m ³ /s/ml)	Débit de fuite (m ³ /j/ml)
1.0E-09	4.87E-06	0.421
1.0E-08	5.27E-06	0.455
1.0E-07	9.71E-06	0.839
1.0E-06	4.79E-05	4.14
1.0E-05	3.09E-04	26.7
5.0E-05	5.19E-04	44.8
1.0E-04	5.86E-04	50.6
3.0E-04	6.49E-04	56.1
5.0E-04	6.68E-04	57.8
8.0E-04	6.82E-04	58.9
1.0E-03	6.88E-04	59.4

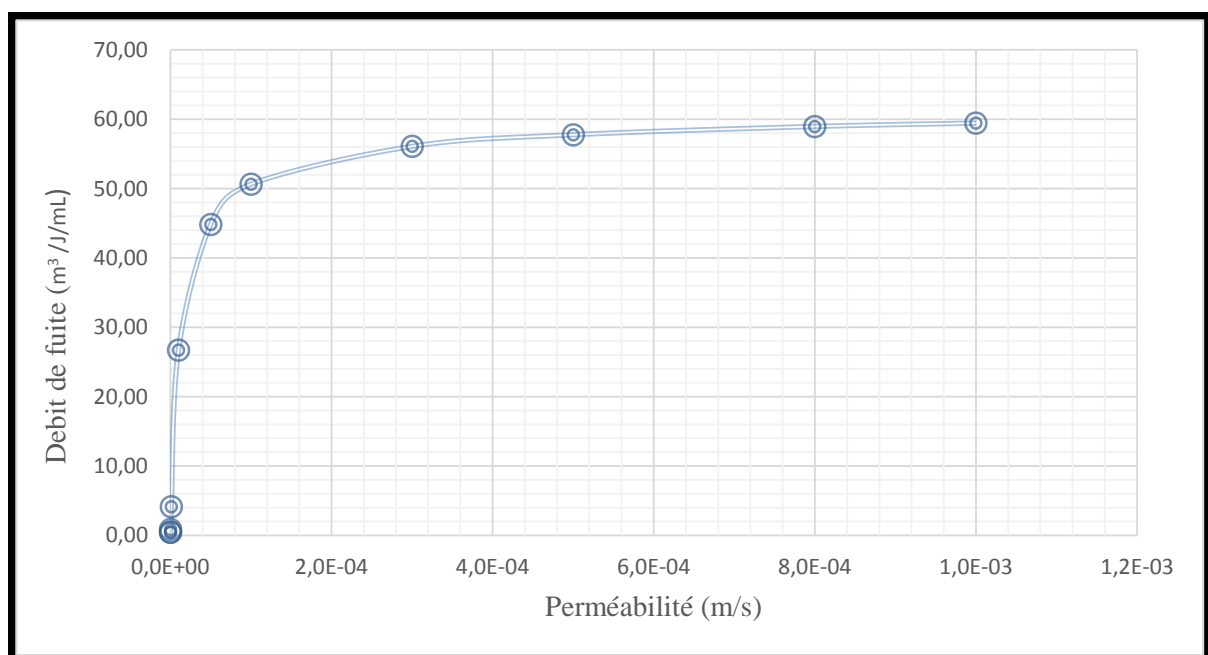


Figure V. 6 Variation du débit de fuite en fonction de la perméabilité de noyau

Les figures suivantes montrent l'effet de la perméabilité sur le débit de fuite du barrage.

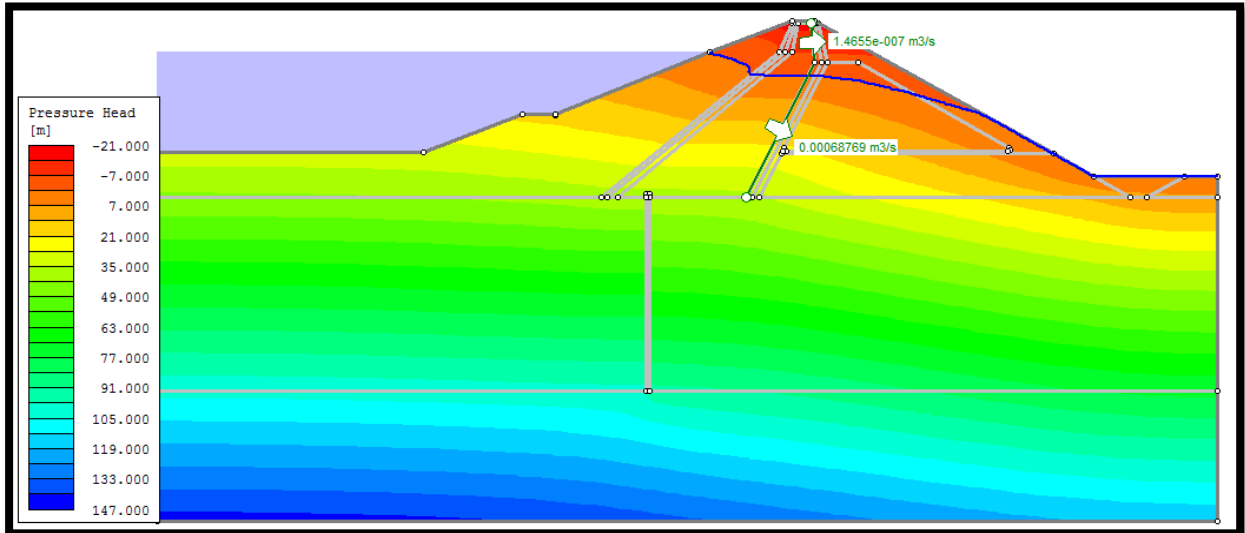


Figure V. 7 Lignes piézométriques et le débit de fuite à travers le noyau, pour $k = 10^{-3}$ m/s

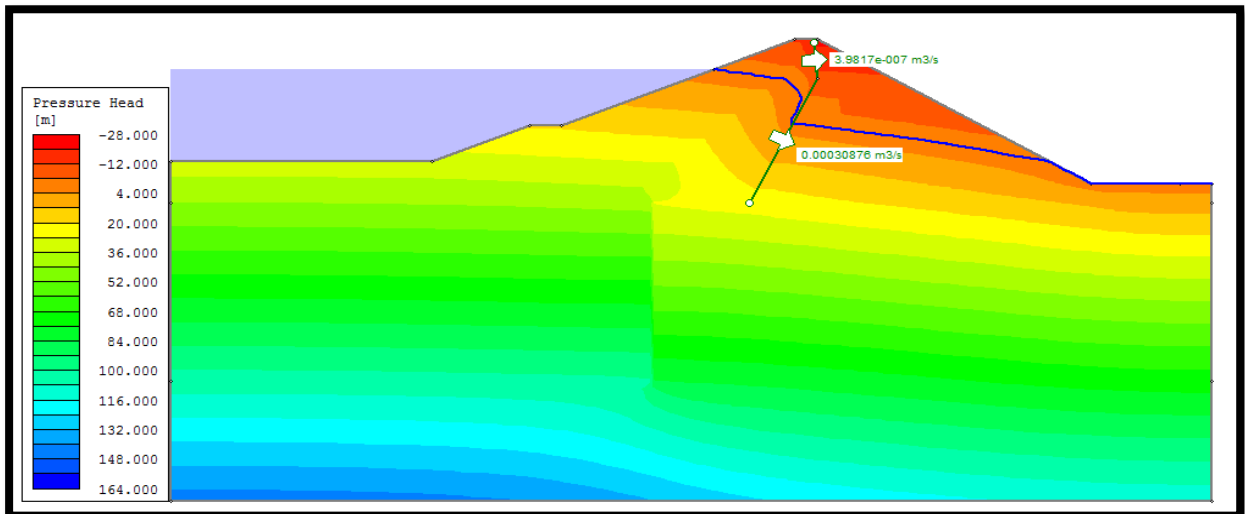


Figure V. 8 Lignes piézométriques et le débit de fuite à travers le noyau, pour $k = 10^{-5}$ m/s

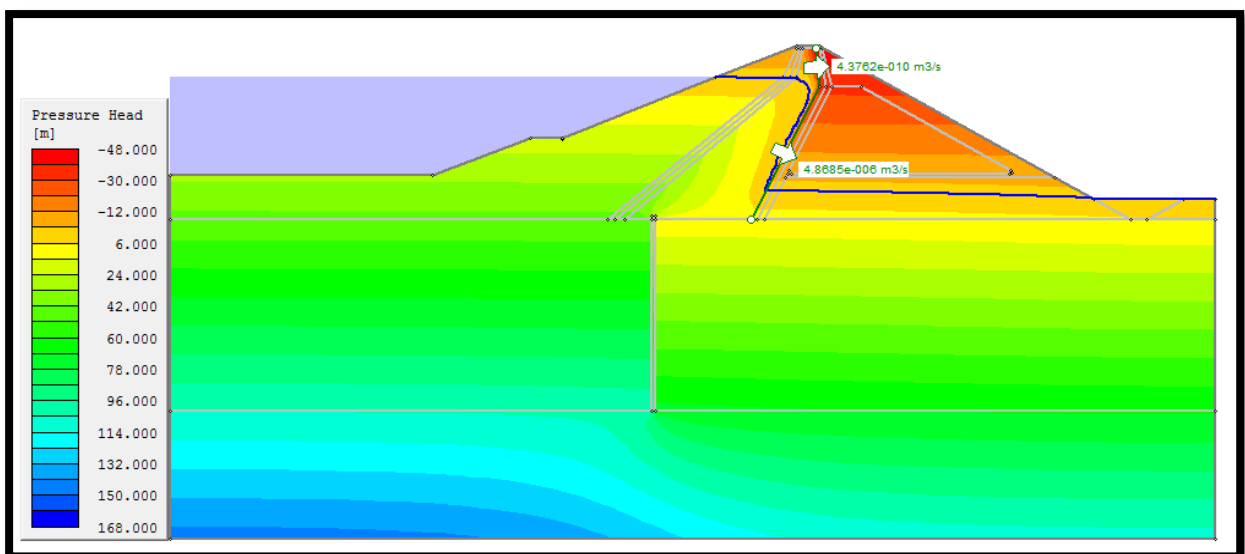


Figure V. 9 Lignes piézométriques et le débit de fuite à travers le noyau, pour $k = 10^{-9}$ m/s

D'après la figure (V.6), on constate que le débit de fuite augmente proportionnellement avec l'augmentation de la perméabilité, alors, dans le cas d'une perméabilité élevée le débit de fuite du barrage est donc très élevé.

Les figures (V.7-8-9) montrent l'impact de la variation de perméabilité sur le débit de fuite.

V.4 Influence de la voile d'injection sur la stabilité

- ❖ **Variation du coefficient de sécurité en fonction de la profondeur de la voile d'injection (voile d'étanchéité dans la fondation)**

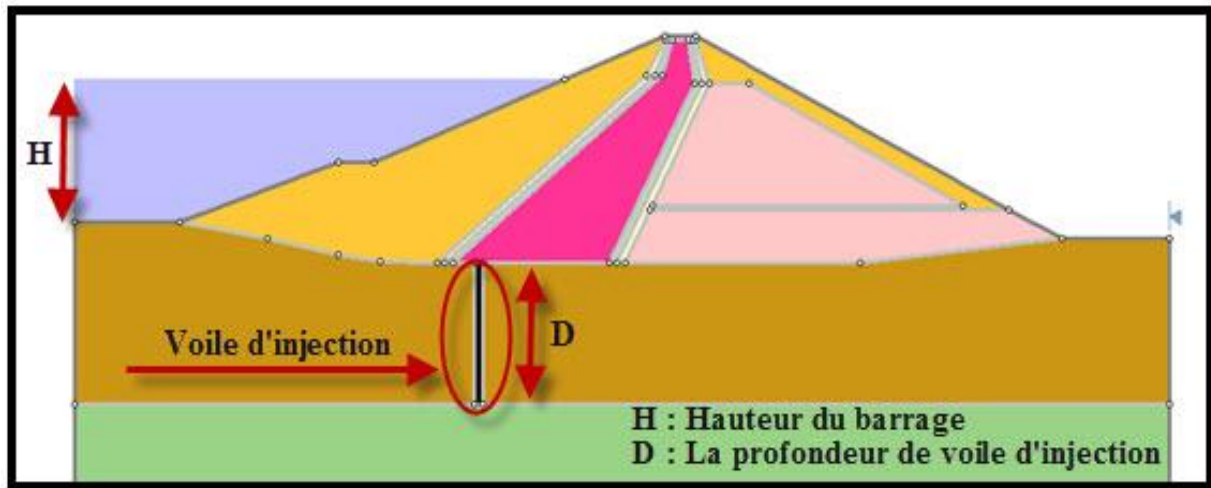


Figure V. 10 Position de la voile d'injection dans le corps du barrage

Le tableau suivant représente les différentes valeurs du coefficient de sécurité en fonction de la profondeur de la voile d'injection.

Tableau V. 3 Variation du coefficient de sécurité en fonction de la profondeur de la voile d'injection.

Profondeur de la voile d'injection (m)	Coeff. de sécurité (Fellenius)	Coeff. de sécurité (Bishop simplifiée)
60	1.32	1.36
55	1.30	1.34
50	1.22	1.27
30	1.16	1.07
20	1.11	1.00

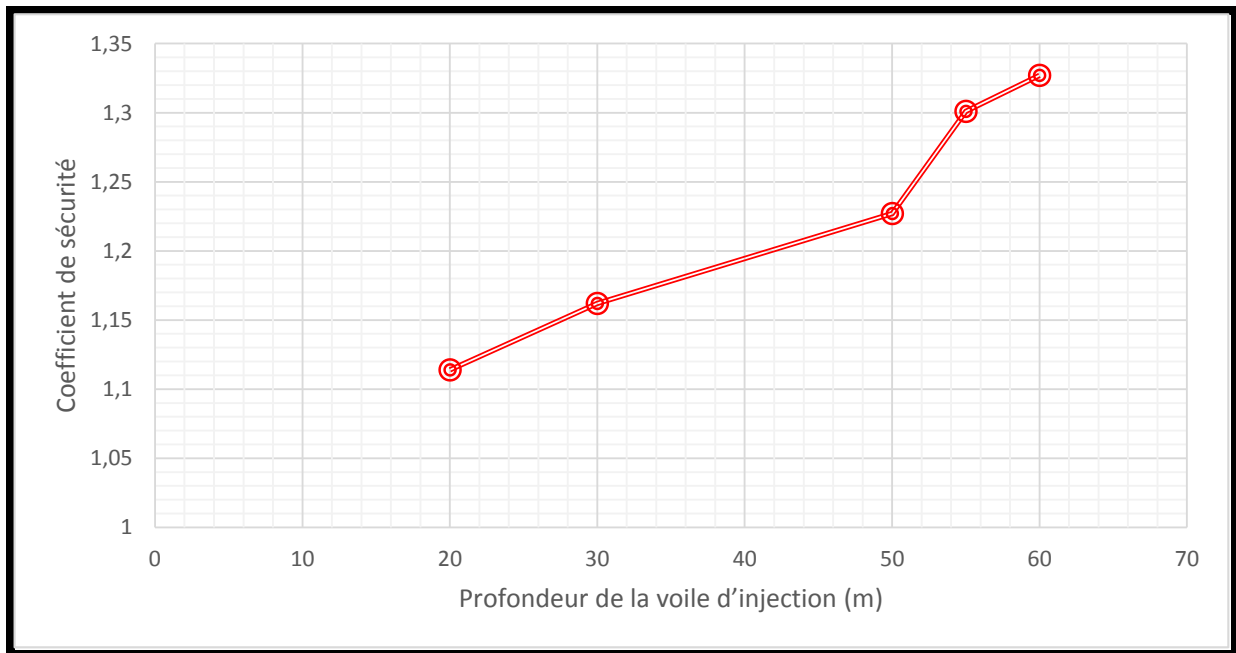


Figure V. 11 Variation du coefficient de sécurité en fonction de la profondeur de la voile d'injection (D'après la méthode de Fellenius).

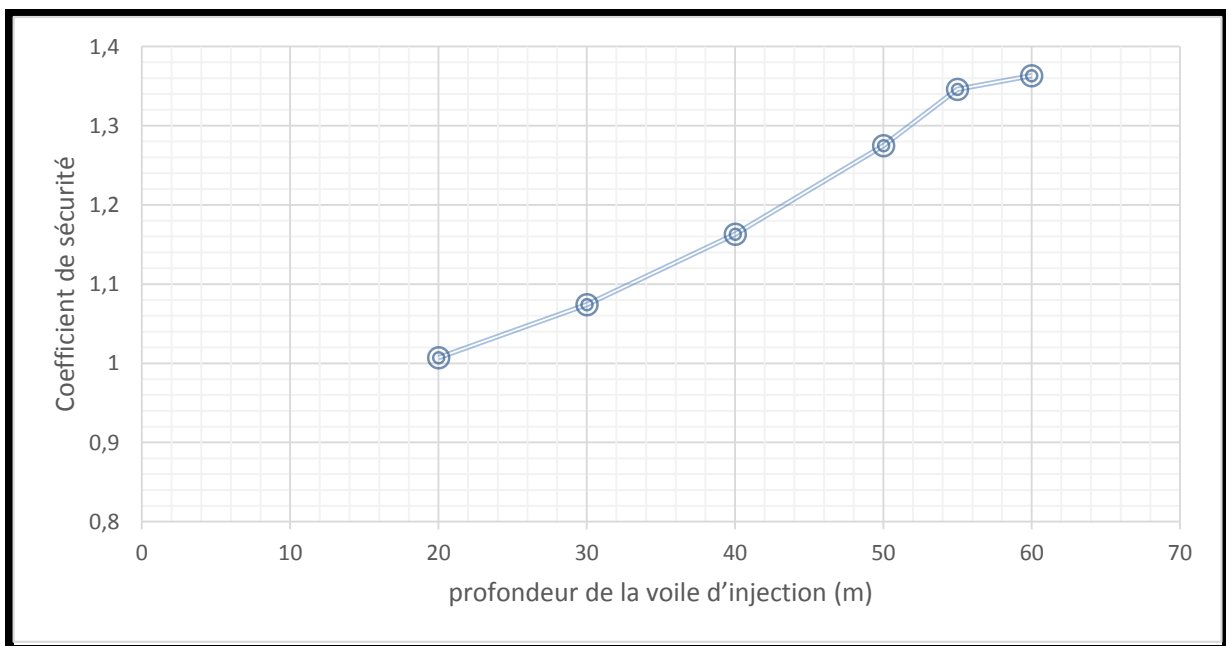


Figure V. 12 Variation du coefficient de sécurité en fonction de la profondeur de la voile d'injection (D'après la méthode de Bishop simplifiée).

Les figures suivantes indiquent les cercles de glissement favorable pour des différentes valeurs de la profondeur de la voile d'injection.

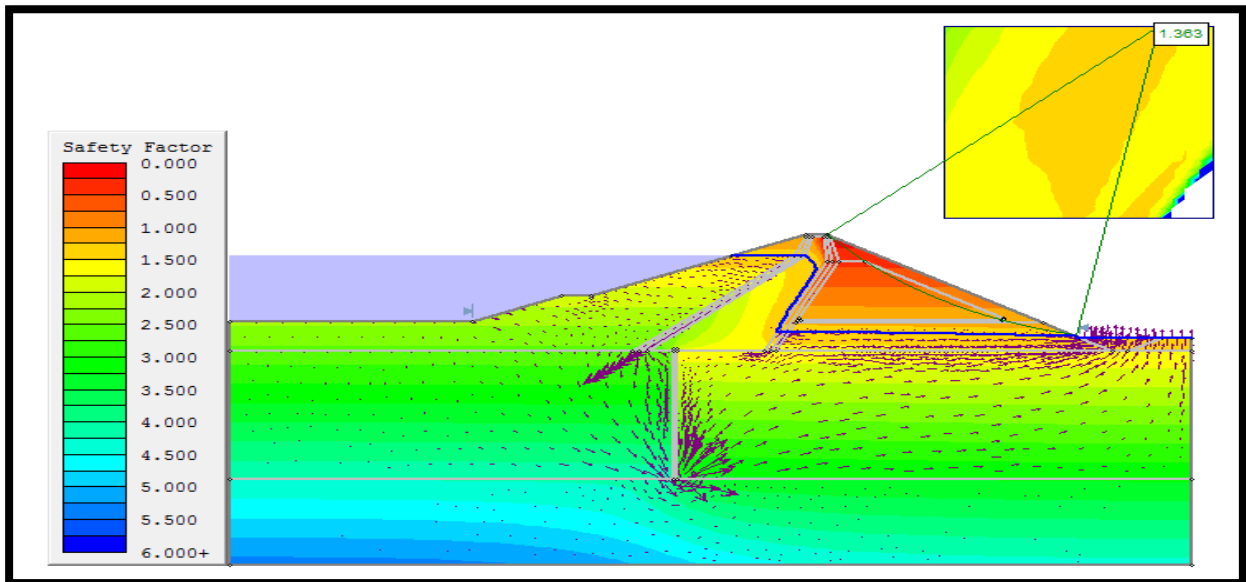


Figure V. 13 Coefficient de sécurité et cercle de glissement favorable pour profondeur 60 m

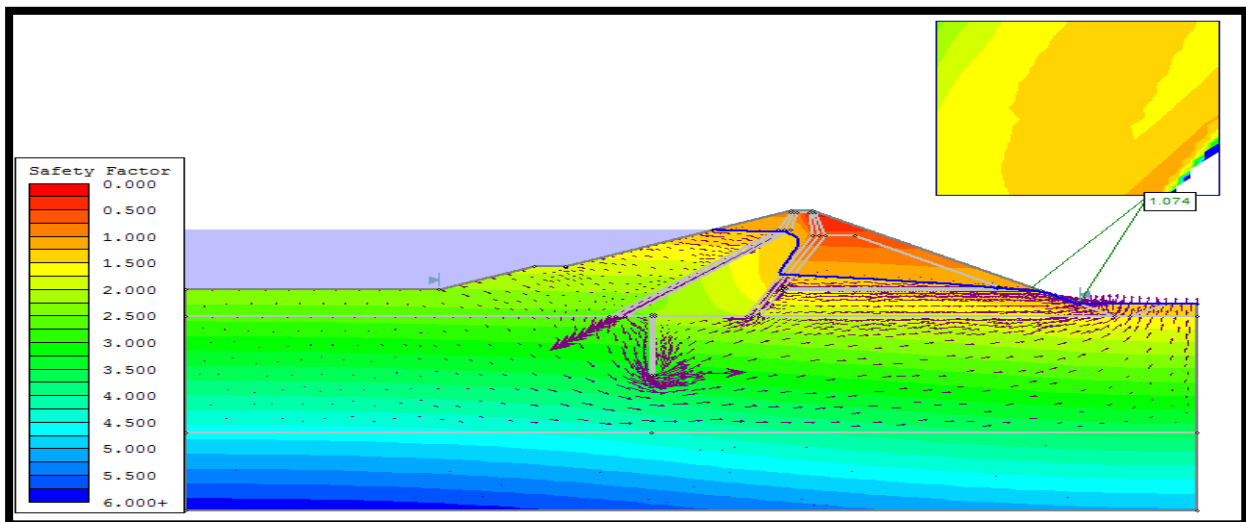


Figure V. 14 Coefficient de sécurité et cercle de glissement favorable pour profondeur 30 m

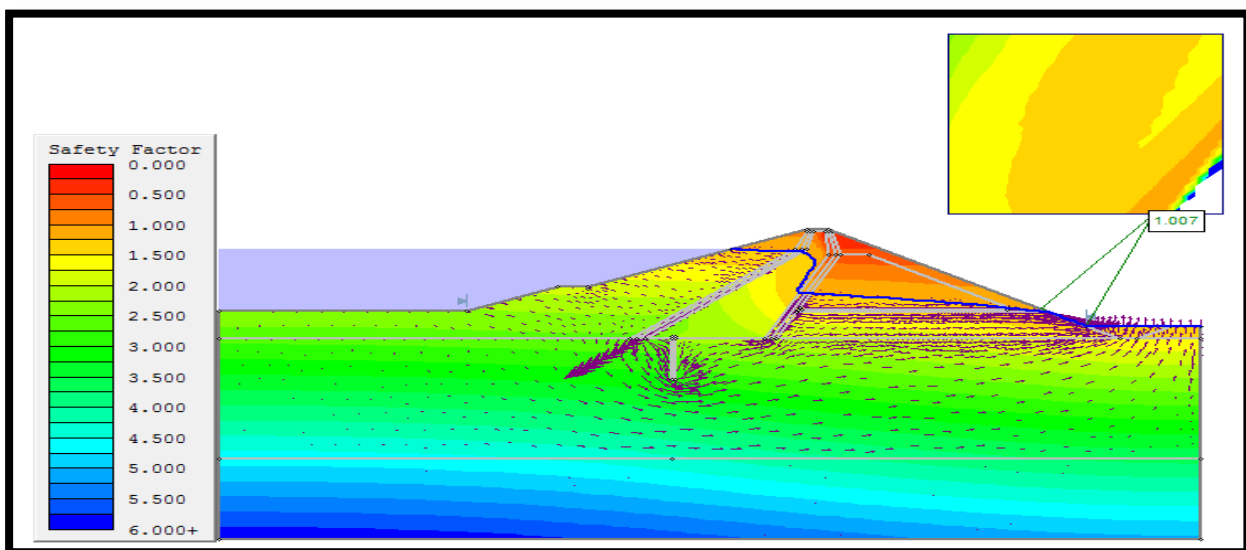


Figure V. 15 Coefficient de sécurité et cercle de glissement favorable pour profondeur 20 m

D'après la figure (V.11) et (V.12), on constate que les coefficients de sécurité augmentent proportionnellement avec l'augmentation de la profondeur de la voile d'injection, alors, dans le cas d'une profondeur faible la sécurité du barrage est donc très faible.

Les figures (V.13-14-15) montrent l'impact inverse de différentes valeurs de profondeur de la voile d'injection sur la stabilité du talus.

V.3 Relation entre la profondeur de la voile d'injection et le débit de fuite

❖ Variation du débit de fuite en fonction de la profondeur de la voile d'injection

Le tableau suivant représente les différentes valeurs du débit de fuite en fonction de la profondeur de la voile d'injection

Tableau V. 4 Variation du débit de fuite en fonction de la profondeur de la voile d'injection

La profondeur de la voile d'injection (m)	Débit de fuite (m ³ /s/ml)	Débit de fuite (m ³ /j/ml)
60	6.72E-05	5.8
55	2.87E-04	24.8
50	3.31E-04	28.6
40	3.98E-04	34.4
30	4.46E-04	38.5
20	4.87E-04	42.1

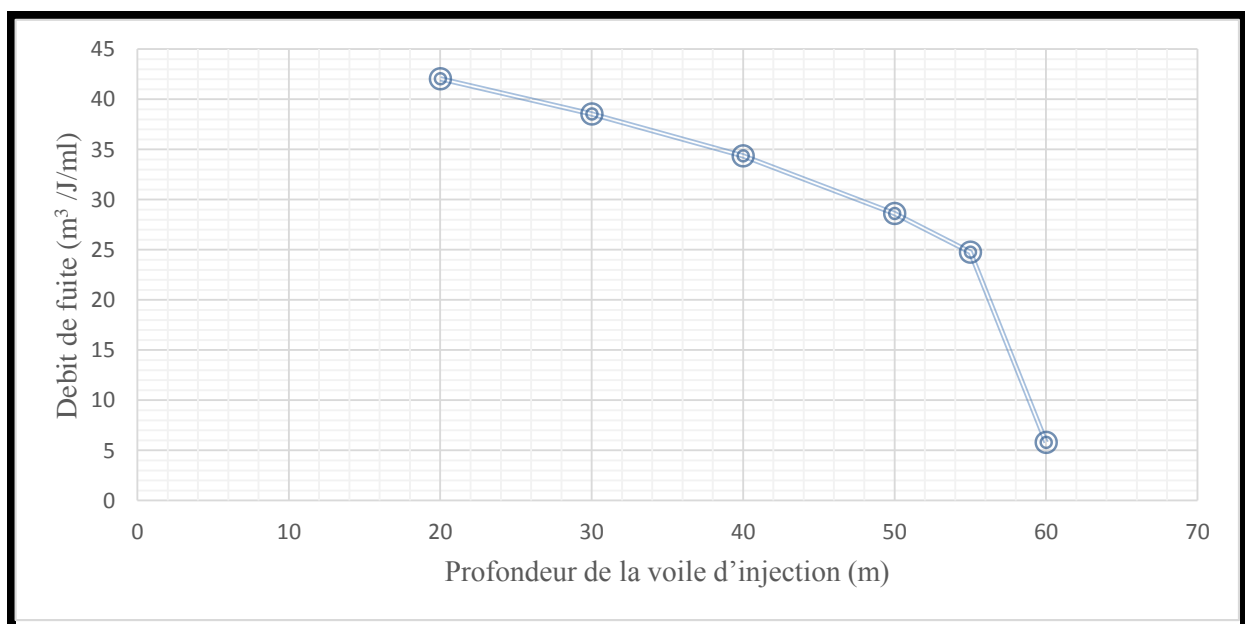


Figure V. 16 Variation du débit de fuite en fonction de la profondeur de la voile d'injection

Les figures suivantes montrent l'effet des différentes valeurs de la profondeur de voile d'injection sur le débit de fuite du barrage.

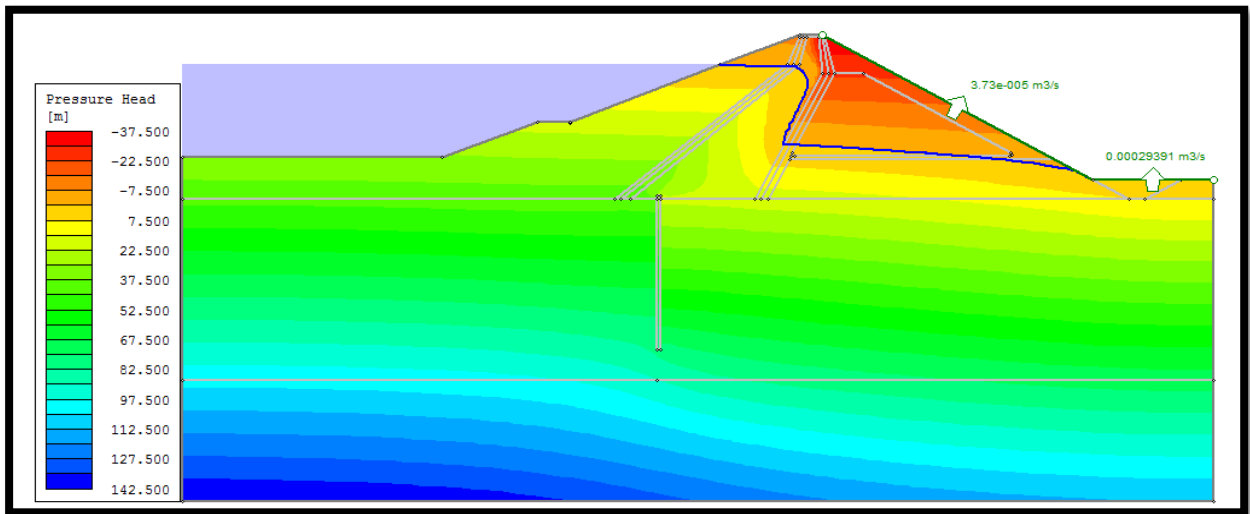


Figure V. 17 Débit de fuite pour une profondeur de voile d'injection de 50 m

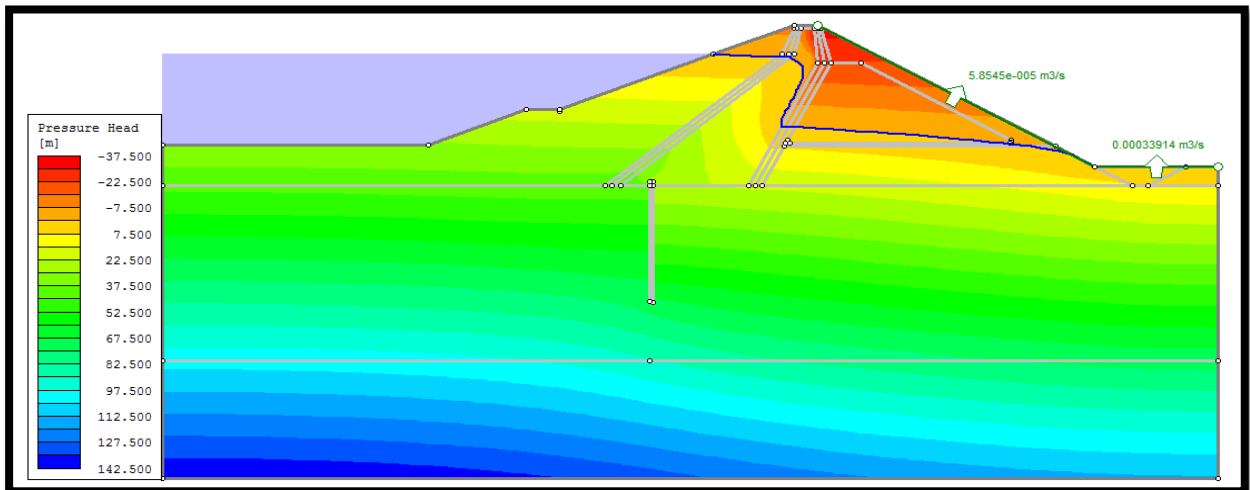


Figure V. 18 Débit de fuite pour une profondeur de voile d'injection de 40 m

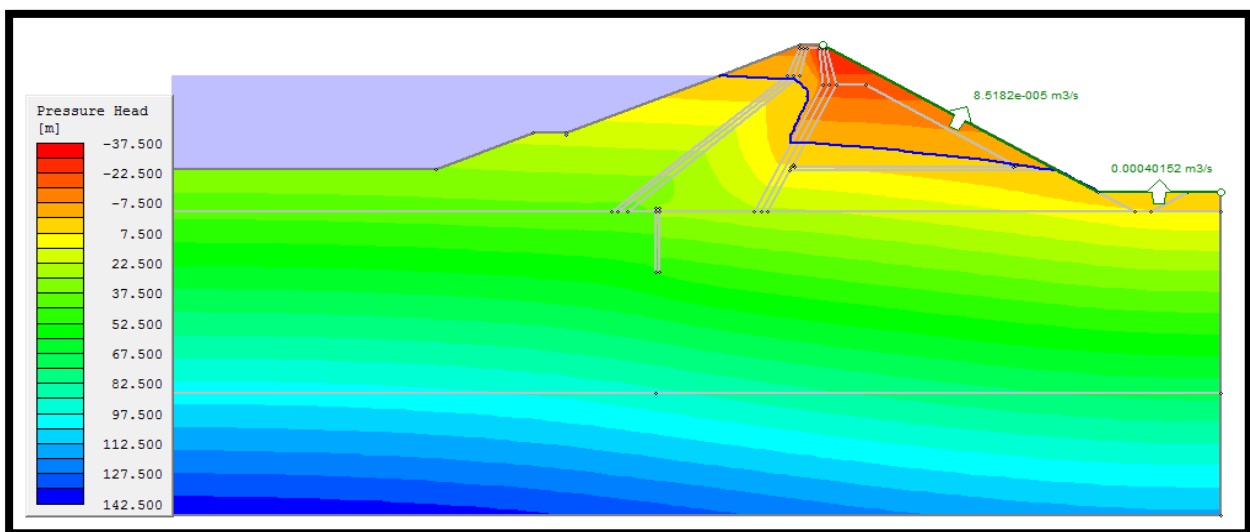


Figure V. 19 Débit de fuite pour une profondeur de voile d'injection de 20 m

D'après la figure (V.15), on constate que le débit de fuite augmente avec la diminution de la profondeur de voile d'injection, alors, dans le cas d'une profondeur de voile d'injection élevée le débit de fuite du barrage est donc très faible.

Les figures (V.16-17-18) montraient l'impact des différentes valeurs de la profondeur de voile d'injection sur le débit de fuite.

V.5 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons étudié l'influence de la perméabilité du noyau et de la profondeur de la voile d'injection sur le coefficient de sécurité et le débit de fuite du barrage.

Nous avons constaté que plus le noyau est perméable plus le débit de fuite est important et le coefficient de sécurité de barrage devient faible.

La profondeur de voile d'injection faible, le débit de fuite est important et le coefficient de sécurité de barrage devient faible.

CONCLUSION

GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Les risques de rupture d'un barrage en remblai peuvent être dû à l'érosion des sols fins constituant le noyau, à l'érosion des couches de fondation, aux problèmes de stabilité résultant de fortes pressions interstitielles, aux écoulements internes avec des gradients élevés, au submersion du barrage, ou aussi aux effets d'un séisme.

A travers l'étude des infiltrations dans le barrage d'Ain Zada, on a constaté que le phénomène d'infiltration est fortement lié aux paramètres de sécurité du barrage.

L'étude de la stabilité des talus d'un barrage est la partie essentielle de conception des barrages en terre.

Dans cette partie d'étude nous avons évalué le coefficient de sécurité de chaque talus dans différents cas (avec et sans séisme) en utilisant le logiciel Rocscience Slide 6.0.

D'après l'étude de stabilité du barrage d'Ain zada, on peut conclure que :

- Une couche de Rip-rap est une solution pour l'amélioration du coefficient de sécurité et protéger la digue contre les vagues et les effets de l'érosion externe ;
- Les valeurs des coefficients de sécurité obtenues dans notre cas sont supérieures aux normes, ce qui satisfaisant et confirme la stabilité des talus.
- La profondeur de la voile d'injection créé dans le but de réduire les débits de fuite et d'améliorer la résistance mécanique de la fondation influe positivement sur la stabilité de l'ouvrage ;
- L'étude paramétrique a été faite dans l'intérêt de montrer l'effet de la perméabilité du noyau sur le débit de fuite et le coefficient de sécurité. Elle a montré que lorsque la perméabilité du noyau est élevée le débit de fuite devient plus important et le coefficient de sécurité de barrage devient faible.

Références

Bibliographiques

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Anton J. Schleiss et Henri Pougatsch; *Les barrages du projet à la mise en service* . Vol. 17. Presses polytechniques et universitaires romandes, 2011 EPFL. Rolex Learning Center. CP 119, CH-1015 Lausanne.
- [2] MESSAID BELKACEM ; *Etude de la position efficace des drains dans les barrages en terre* ; Mémoire doctorat université de batna -Algérie, 2009.
- [3] Ministère de l'écologie et du développement durable; *les ruptures des barrages*. - France, 2004.
- [4] Jean-mauris DURAND-paul ROYET- patrice MERIAUX; *technique des petites barrage en afrique sahélienne et équatoriale*; imprimé pr jouve, 18,rue saint-denis , 75001 paris, avril 1999.
- [5] Hassiba BAGHZIM; *etude numirique de la conception des barrage en terre*; mémoire magister université mohamed khider-biskra-Algérie, 2005.
- [6] Minister de l'agriculture français; *technique des barrages en aménagement rural*.
- [7] Patrick LE DELLIOU; *les barrages:conseption et maintenance*; E.N.T.P.E presses universitaire de lyon.
- [8] Gérard PHILIPPONNANT; *fondation et ouvrages en terre* ; editions eyrolles ,paris, 1987.
- [9] Toutriel du logiciel *ROCSCIENCE SLIDE 6.0*.
- [10] houcemeddine GUERFI; *stabilisation des talus renforcés par pieux*; mémoire magister université el hadj lakhdar batna, Algérie.
- [11] Alain CARRERE; *barrages*; techniques de l'ingénieur; 1993.
- [12] Nzumotcha Tchoumkam Linda Armelle; *détection de fuite dans les barrages en remblai par la méthode de polarisation spontanée et par tomographie électrique : cas de la jonction de deux barrages en remblai*; Mémoire maîtrise ès sciences appliquées ;université de montréal, 2010.
- [13] hadjira FEMMAM1 & naima BENMEBAREK;*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

- [14] Adriana Maria BUSTAMANTE; *étude de la stabilité sismique de trois talus naturels au québec*; mémoire de maître des sciences (m.se.) -université laval québec, 2010.
- [15] Abd El-Hafid MEBARKIA ; *Etudes des caractéristiques physico-chimiques des eaux de surface, cas du barrage d'Ain zada wilaya de bordj bou-arrerdj* ; mémoire magister université badji mokhtar-annaba -Algérie, 2011.
- [16] Jean-Pierre MASEKANYA ; *Stabilité des pentes et saturation partielle étude expérimentale et modélisation numérique* ; mémoire doctorat université de Liege -Belgique , 2008.

ANNEXES

Annexe A

Les valeurs du coefficient de sécurité pour différents cas étudié, sur les profils P500 et P650

- **Cas I : Stabilité en fin de construction**

Tableau A. 1 Valeurs du coefficient de sécurité pour différentes méthodes cas, profil P500.

Méthode de calcul	Coefficient de sécurité Talus aval	Coefficient de sécurité Talus amont
Ordinary / Fellenius	1.557	1.940
Bishop simplified	1.626	2.196

Tableau A. 2 Valeurs du coefficient de sécurité pour différentes méthodes cas, profil P650.

Méthode de calcul	Coefficient de sécurité Talus aval	Coefficient de sécurité Talus amont
Ordinary / Fellenius	1.499	1.869
Bishop simplified	1.532	2.156

- **Cas II : Stabilité en état normale en service, retenue pleine,**

Tableau A. 3 Valeurs du coefficient de sécurité pour différentes méthodes, profil P500

Méthode de calcul	Coefficient de sécurité
Ordinary / Fellenius	1.538
Bishop simplified	1.601

Tableau A. 4 Valeurs du coefficient de sécurité pour différentes méthodes profil P650

Méthode	Coefficient de sécurité
Ordinary / Fellenius	1.480
Bishop simplified	1.485

- **Cas III : Vidange rapide (talus amont).**

Tableau A. 5 Valeurs du coefficient de sécurité pour différentes méthodes, cas de vidange rapide, profil P500.

Temps (j)	Coefficient de sécurité (Ordinary / Fellenius)	Coefficient de sécurité (Bishop simplified)
0	1.89739	2.10456
7.77	1.7066	1.90983
12.80	1.54239	1.75287
21.65	1.31231	1.46469
23.76	1.18623	1.2966

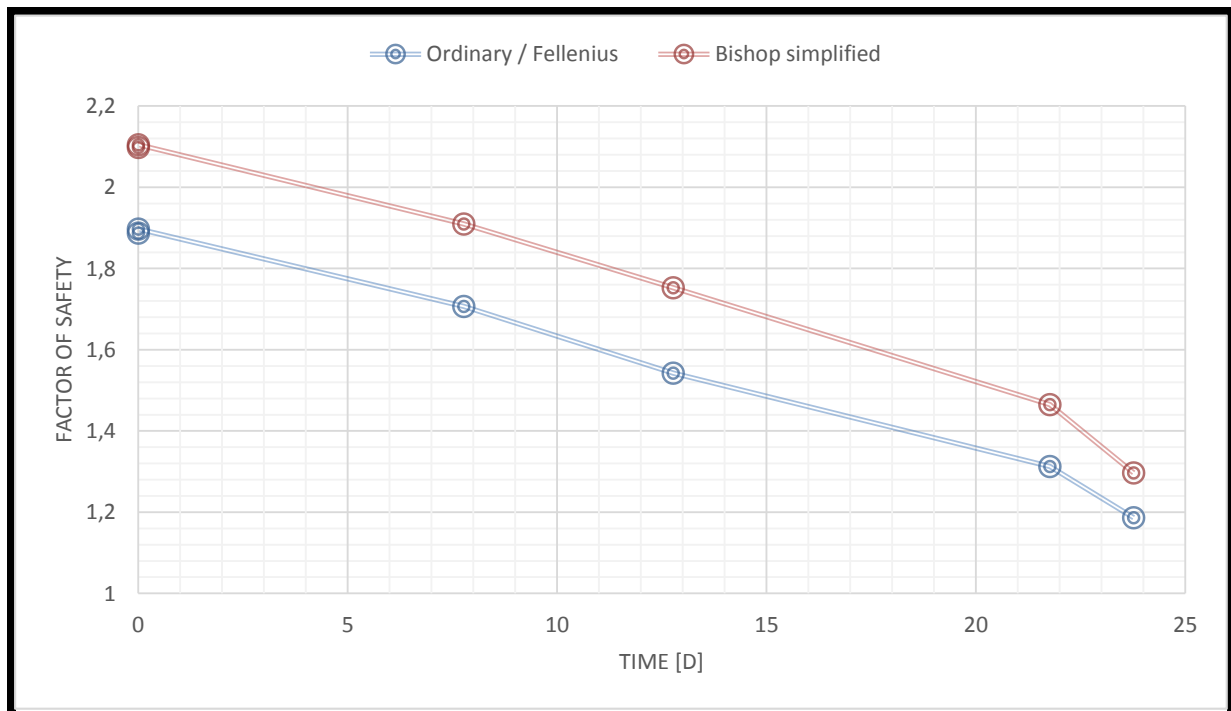


Figure A. 1 Coefficients de sécurité en fonction du temps, cas de vidange rapide, profil P500.

Tableau A. 6 Valeurs du coefficient de sécurité pour différentes méthodes, cas de vidange rapide, profil P650.

Temps (j)	Coefficient de sécurité (Ordinary / Fellenius)	Coefficient de sécurité (Bishop simplified)
0	1.92826	2.09982
7.77	1.7637	1.92816
19.80	1.5773	1.73543
21.65	1.48525	1.6835
23.76	1.25163	1.40624

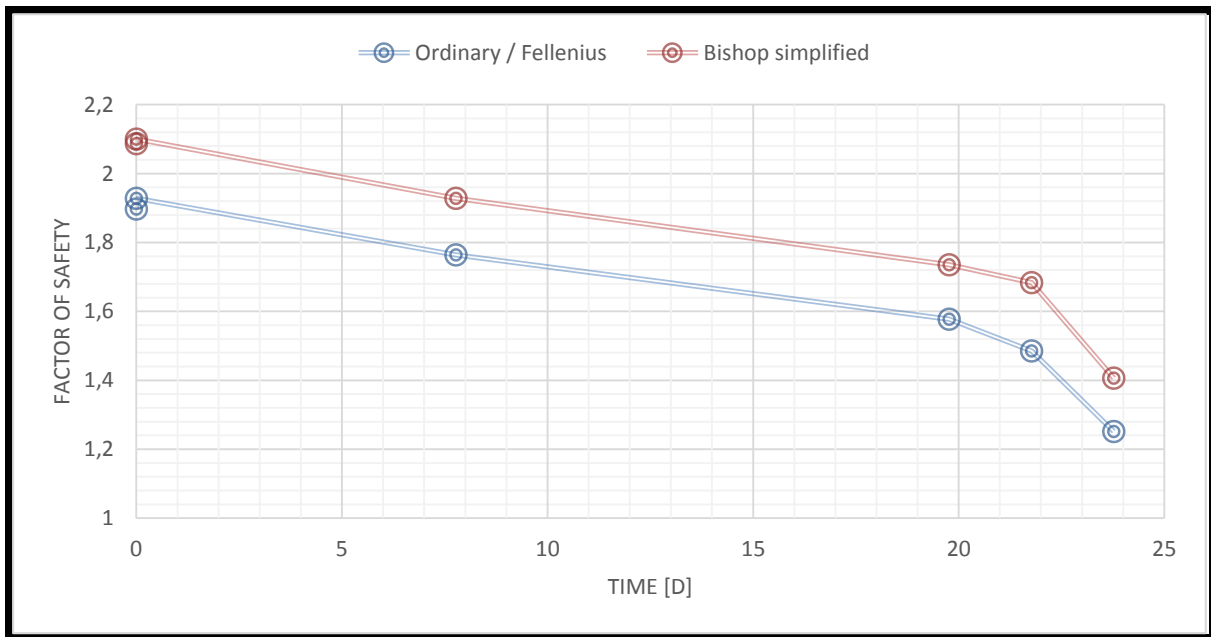


Figure A. 2 Coefficients de sécurité en fonction du temps, cas de vidange rapide, profil P650.

- **Cas IV : État normal en service pendant un séisme**

Tableau A. 7 Valeurs du coefficient de sécurité pour différentes méthodes profil P500

Méthode	Coefficient de sécurité
Ordinary / Fellenius	1.223
Bishop simplified	1.276

Tableau A. 8 Valeurs du coefficient de sécurité pour différentes méthodes profil P650

Méthode	Coefficient de sécurité
Ordinary / Fellenius	1.175
Bishop simplified	1.177

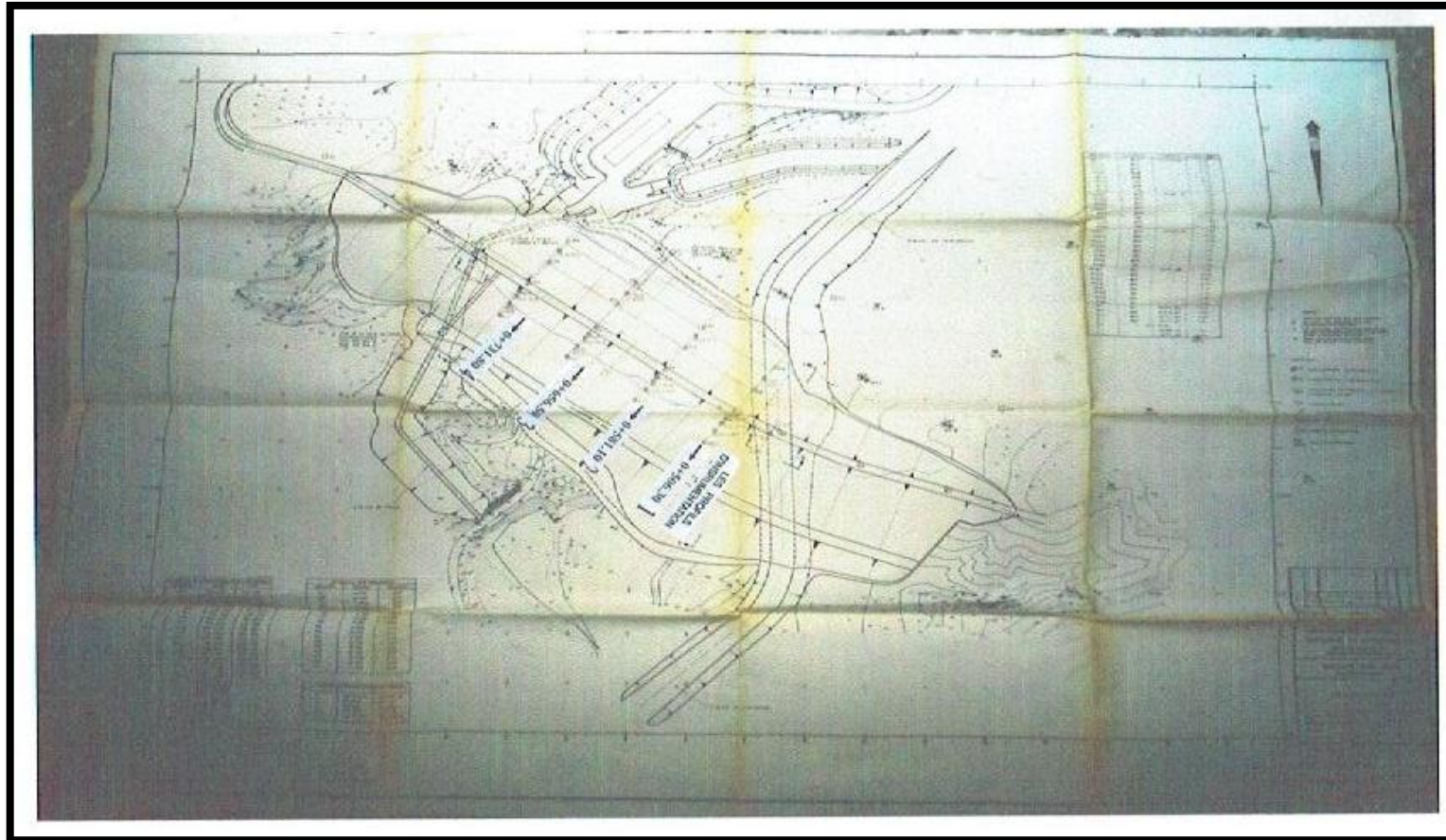


Figure A.3 Topographique de la zone d'implantation du barrage Ain zada.

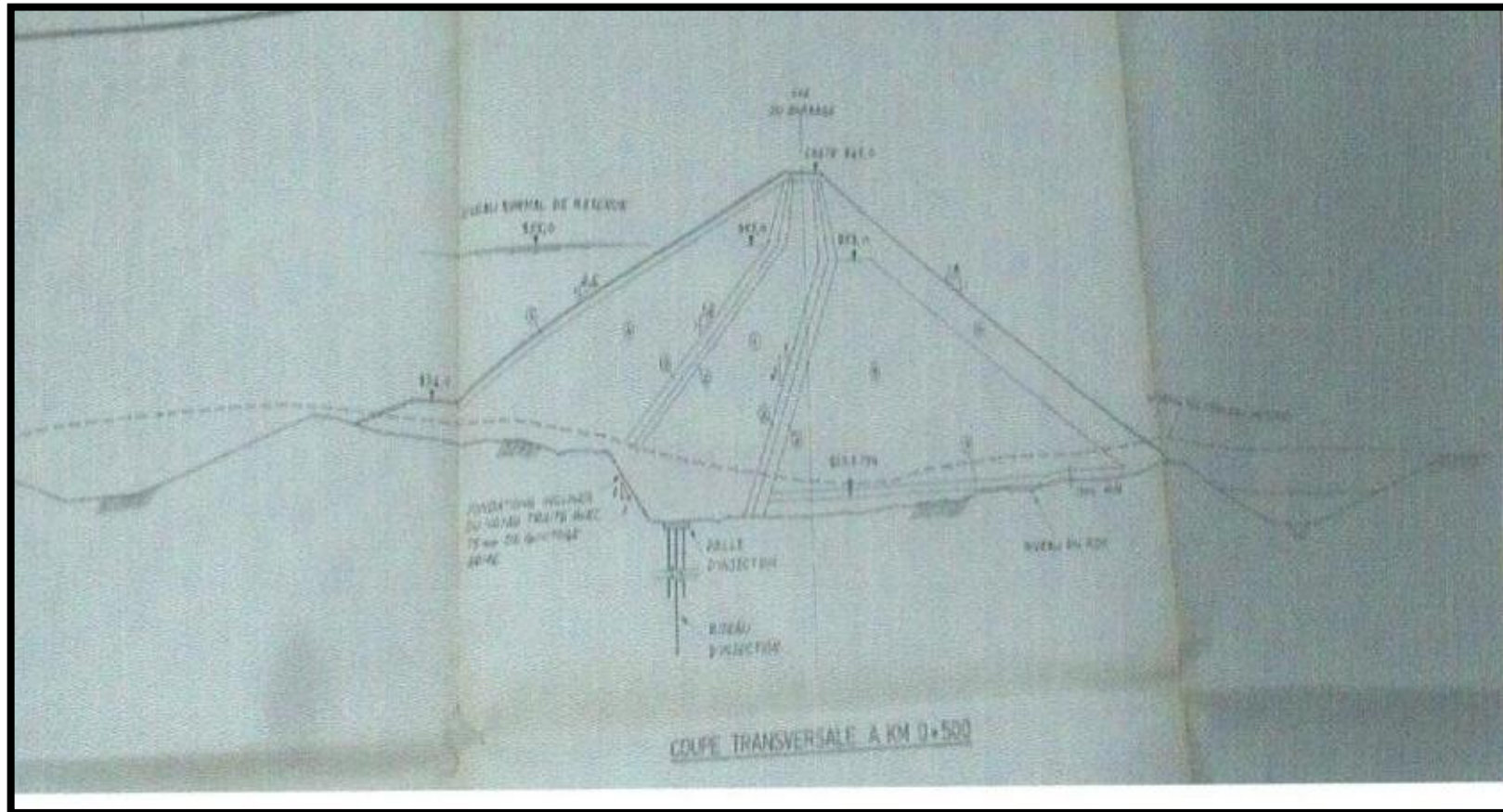


Figure A. 4 Profil en travers « profil P500 ».

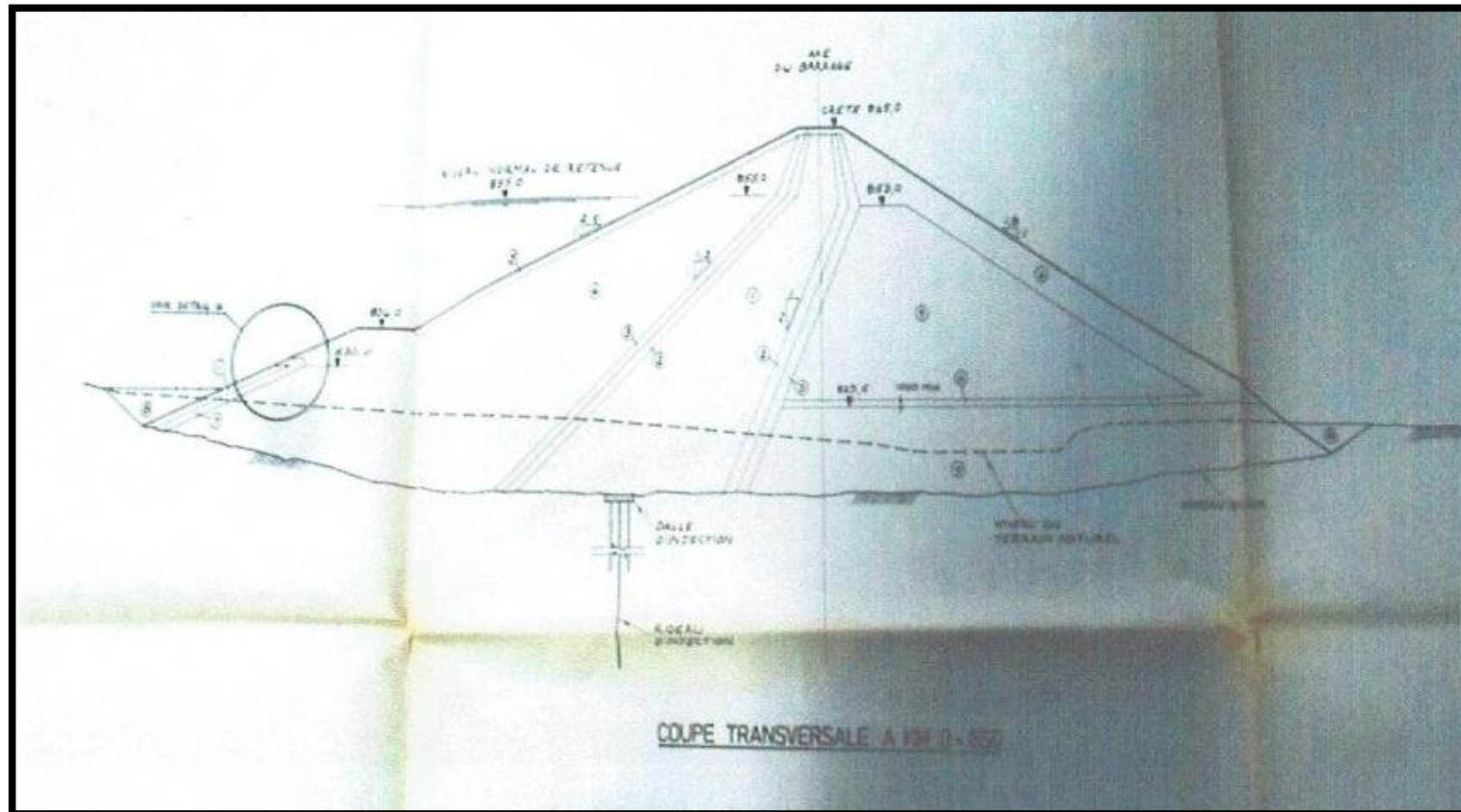


Figure A. 5 Profil en travers « profil P650 ».

ملخص

السدود الترابية تطرح مشكل التوازن وبصفة خاصة انزلاق المنحدر والذي عادة ما يتسبب في تلف أكثر كارثية في السدود الكبيرة. تقريرنا يناقش استقرار سد عين زادة الذي يقع 25 كم غرب مدينة سطيف و 40 كلم شرق مدينة برج بوعرييج. هذا السد يندرج في فئة السدود الكبيرة.

استقرار السد اخذ بعين الاعتبار التحليل السكوني والذي يترجم بي:

- حالة نهاية بناء.
- حالة العمل العادية
- حالة التفريغ السريع

والتحليل الديناميكي والذي يترجم بي:

- الحالة الزلزالية للتربة.

الأداة الرقمية المستعملة في هذه الدراسة هو (*ROC SCIENCE SLIDE 6.0*) والذي يركز على المحاكاة بواسطة طريقة العناصر المنتهية. نتائج عامل الأمان التي تم الحصول عليها من خلال كل حالة تمت دراستها كانت مشجعة.

Résumé

Les barrages en remblai posent le problème de stabilité et en particulier le glissement des talus qui provoquant généralement des dégâts d'autant plus catastrophiques dans les grands barrages.

Notre rapport traite la stabilité du barrage d'AIN ZADA qui se trouve à 25 Km à l'Ouest de Sétif et à 40 km à l'Est de B.B.Arreridj. Ce barrage rentre dans la catégorie des grands barrages.

La stabilité du barrage a pris en compte l'analyse statique traduit par :

- Cas fin de construction.
- Cas retenue normal.
- Cas vidange rapide.

Et l'analyse dynamique traduit par :

- Pour la présence d'un séisme.

L'outil numérique utilisé dans cette étude est *ROC SCIENCE SLIDE 6.0*, basé sur la méthode des éléments finis.

Les résultats obtenus du coefficient de sécurité pour chaque cas traité sont acceptables.

Abstract

Fill dams pose the problem of stability particularly the sliding slope which causes in, general, damages much serious in the big dams.

Our report deals with the stability of the dams of AIN ZADA which is located 25 km west of Setif and 40 km East of B.B.Arreridj. This dams belongs to the big dams category.

The dams stability takes into consideration the statistical analysis consisting in:

- End of construction case.
- Normal reservoir case.
- Quick emptying case.

And the dynamic analysis consisting in :

- For the existence of an earth quake.

The numeric tool used in this study is *ROC SCIENCE SLIDE 6.0*, based on the finite element method.

The obtained results of safety factor for each case are acceptable.

