

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



**Faculté de technologie
Département d'Hydraulique**

MEMOIRE

**Présenté pour l'obtention du
diplômeDe MASTER**

FILIERE : Hydraulique

Option : Ouvrages Hydrauliques et Aménagements

THEME

**Étude numérique de la stabilité d'un
barrage en terre par Rocscience. Cas du
barrage soubella (msila).**

Dirigé par :

Mr : DJEMIAT Djamal Eddine M.C.A .

Présenté par :

Mr : MAYOUFI Salaheddine.

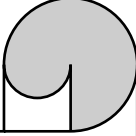
Mr : SEFIANE Choayb .

Soutenu devant le jury :

Mr : DOUGHA Mostafa M.C.A Examineur.

Mr : BERGHOUT Ali M.C.B Examineur.

Promotion : 2020/2021



Remerciements

2022-2023



Remerciements

Nous tenons à remercier personnellement notre encadreur Mr Djemiat Djamal Eddine. 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.



The page features decorative scrollwork at the corners and a vertical scroll on the left side. The top-right corner has a scroll that curls upwards and to the right. The bottom-left corner has a scroll that curls downwards and to the left. A vertical scroll is positioned on the left side, extending from the top-left corner down towards the bottom. The word "DEDICACE" is centered on the page.

DEDICACE

DEDICACE

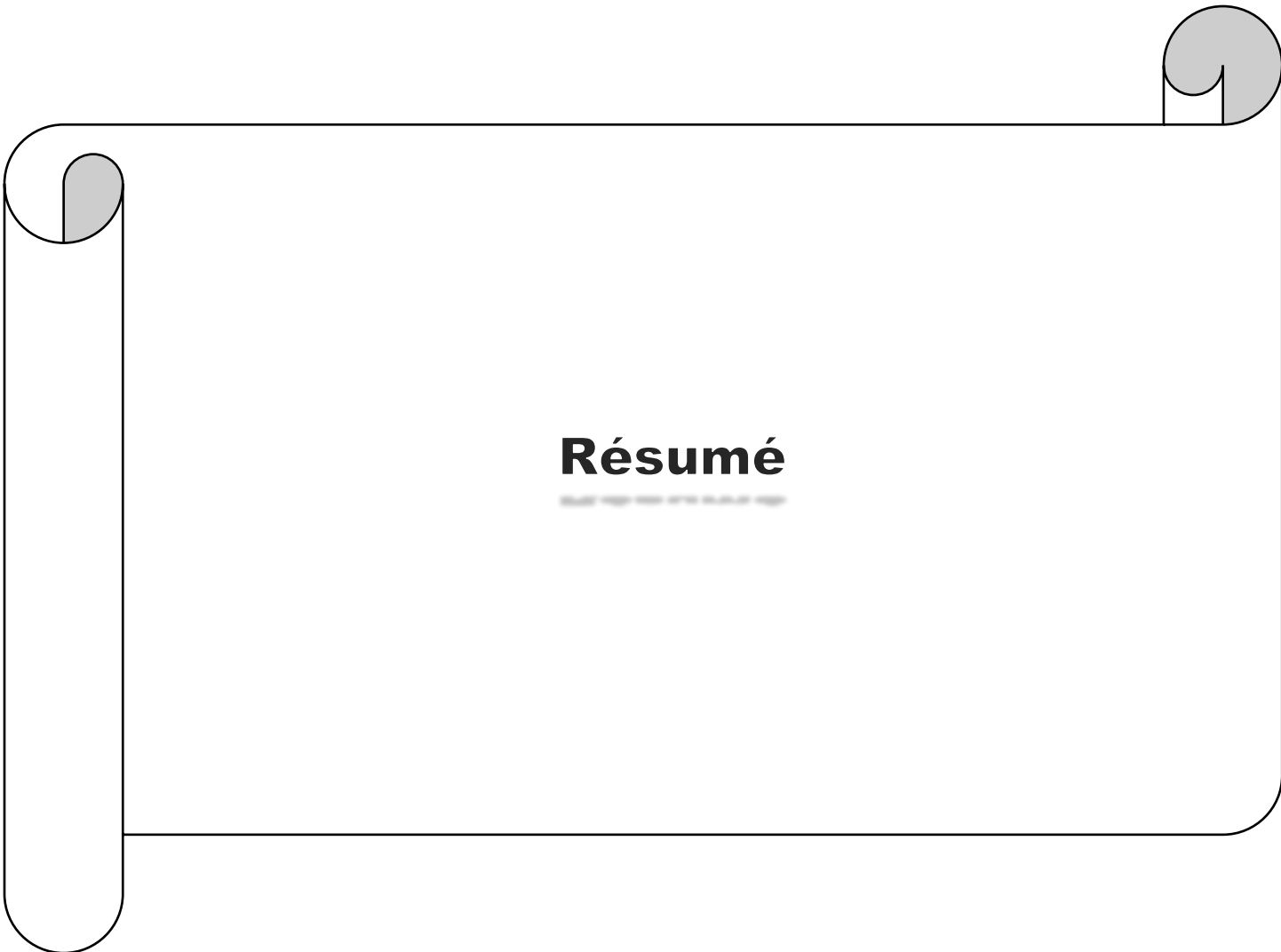


DEDICACE

*A nos pères
Pour sa patience et
considérable sacrifices pour
me parvenir à ce niveau.*

*A nos mères
Pour son grand amour, ce
sacrifice et toute affection
qu'elle m'a toujours offerte.
A toute la famille, nos amies et
collègues nous dédions ce
travail*





Résumé

Summary of the main points of the document.

ملخص

هذا العمل تطرق لعدة نقاط أولها تعريف السدود الترابية ومركبتها والمشاكل التي تخلق في توازنها و مكانيتها وسببها ونتائجها ثم قمنا بدراسة جيولوجية وجيوتقنية سد سوبلة الذي يقع على الوادي الذي يحمل نفس الاسم في بلدية مقرة (ولاية المسيلة) ، على بعد حوالي 60 كم شرق بلدة المسيلة و 4 كم شمال مدينة مقرة. وهي تقريبا نفس المسافة جنوب مدينة سطيف. ومن ثم قمنا بتعرف للبرنامج الأداة الرقمية المستعملة في هذه الدراسة هو **ROCSCIENCE** والذي يركز على المحاكاة بواسطة طريقة العناصر المنتهية و قد كانت النتائج جد مرضية.

الكلمات المفتاحية : السدود الترابية - **ROCSCIENCE** - برنامج - العناصر المنتهية.

Résumé

Ce Travail a abordé plusieurs points dont le premier est la définition des barrages en terre, leur complexe, et les problèmes qui bouleversent leur équilibre, leur localisation, leur cause et leurs conséquences.

Ensuite, nous avons mené une étude géologique et géotechnique du barrage de Soubella, qui est situé sur la vallée du même nom dans la commune de Magraoua (W de M'sila), à environ 60 km à l'est de la ville de M'sila et à 4 km au nord de la ville de Magra. C'est à peu près la même distance au sud de la ville de Sétif. Et puis nous avons présenté le programme, l'outil numérique utilisé dans cette étude, c'est **ROCSCIENCE**, qui est basé sur la simulation par la méthode des éléments finis, et les résultats ont été très satisfaisants.

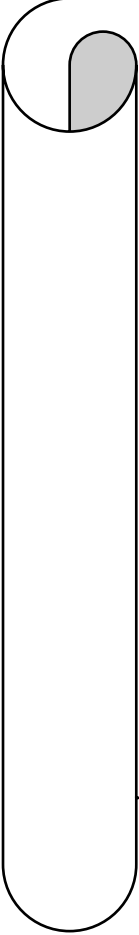
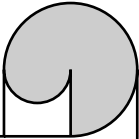
Mots clés : barrages en terre - Rocseience - programme - éléments finis.

Abstract

This work has addressed several points, the first of which is the definition of earthen dams, their complex, and the problems which upset their balance, their location, their cause and their consequences.

Then, we carried out a geological and geotechnical study of the Soubella dam, which is located on the valley of the same name in the commune of Magra (W de M'sila), about 60 km east of the town of M'sila and 4 km north of the city of Magra. It is roughly the same distance south of the town of Sétif. And then we presented the program, the digital tool used in this study, it is Rocseience, which is based on simulation by the finite element method, and the results were very satisfactory.

Keywords: earth dams - Rocseience - program - finite elements.



SOMMAIRE

DESIGNER: [Name] | DATE: [Date]

SOMMAIRE

Chapitre I :

Généralités sur les barrages en terre.

I.1.	Introduction :	1
I.2.	Les barrages en Algérie :	1
I.3.	Barrages en remblais :	3
I.3.1.	Types de barrage en terre :	3
I.4.	Barrages en terre à masque amont :	3
I.5.	Organes d'étanchéité des barrages en terre :	4
I.5.1.	Masque en béton de ciment :	4
I.5.2.	Masque en béton bitumineux :	5
I.5.3.	Masque en membranes souples :	6
I.6.	Etanchéité des fondations des barrages en terre :	7
I.6.1.	Clé d'étanchéité :	7
I.6.2.	Paroi moulée :	7
I.7.	Barrages en terre à noyau étanche :	8
I.8.	Barrages en terre homogènes :	9
I.8.1.	Diaphragme interne :	10
I.8.2.	Noyau en argile :	10
I.8.3.	Traitement des fondations par injection :	11
I.8.4.	Tapis d'étanchéité amont :	12
I.9.	Rupture de barrage :	13
I.9.1.	Les risques de rupture des barrages :	13
I.10.	Rupture de deux barrages au Michigan :	14
I.11.	Les accidents les plus graves :	15
I.12.	Conclusion :	16

Chapitre II :

Facteur de sécurité et différentes méthodes de calcul de stabilité.

II.1.	Introduction :	17
II.2.	Pathologie liée à l'instabilité de l'ouvrage :	17
II.2.1.	Modes et mécanismes de rupture rencontrés sur les barrages en remblai :	17
II.2.2.	Erosion externe initiée par une surverse :	18
II.2.3.	Erosion interne :	19
II.2.4.	Classification des glissements des talus et des rives :	22
II.2.5.	Glissements plans :	22

II.2.6. Glissements circulaire :	23
II.3. Calcul de stabilité :	24
II.3.1. Notion du coefficient de sécurité :	24
II.3.2. Méthode des tranches :	25
II.3.3. Méthode de Fellenius :	26
II.3.4. La méthode de Bishop simplifiée :	27
II.3.5. Méthodes de calcul de stabilité sous séisme :	27
II.3.5.1. Approche pseudo-statique :	27
II.3.5.2. Coefficient de sécurité admissible :	29
II.4. Conclusion :	29

Chapitre III : *Description géologique et géotechnique sur le barrage SOUBELLA .*

III.1. Introduction :	30
III.2. Situation Et Accès :	30
III.3. Contexte Géologique Régional :	31
III.3.1. Lithologie Et Stratigraphie :	32
III.3.2. Tectonique Régionale :	34
III.4. Séismicité :	34
III.5. Etude Géologique De La Zone De Retenue :	35
III.5.1. Caractéristiques géomorphologiques :	35
III.5.2. Géologie de la zone de retenue :	35
III.6. Structures géologiques :	36
III.7. Etude Géologique Du Site Du Barrage :	37
III.7.1. Caractéristiques géomorphologiques :	37
III.7.2. Géologie :	38
III.7.3. Structures Géologiques :	40
III.7.4. Caractéristiques hydrogéologiques :	41
III.7.5. Géologie des ouvrages annexes :	48
III.8. Conclusions :	49

Chapitre VI : *Présentation de logiciel ROCSCIENCE.*

IV.1. Introduction :	51
IV.2. Paramètres du projet :	51
IV.3. Discrétisation Géométrique :	52
IV.4. Modélisation de eaux souterraines :	53
IV.5. Mode d'analyse des eaux souterraines :	54

IV.6. Maillage :	54
IV.7. Conditions aux limites :	55
IV.8. Propriétés hydrauliques :	56
IV.9. Exécution les analyses des infiltrations :	56
IV.10. Interprétation des résultats de l'infiltration :	57
IV.11. Analyse de stabilité :	58
IV.12. Modèle de Mohr-Coulomb :	59
IV.13. Les méthodes d'analyse :	59
IV.14. Surfaces de glissement :	61
IV.15. Exécution des analyses de stabilité :	61
IV.16. Interpréter des résultats de l'infiltration :	61
IV.17. Conclusion :	62

Chapitre V :

Etude de stabilité par l'outil numérique ROCSCIENCE

V.1. Introduction	61
V.2. Méthodologie suivie	62
V.3. Définition de la coupe-type étudiée.....	62
V.4. Calculs statiques :	64
V.4.1. Méthodologie :	64
V.5. Définition des cas de charges :	65
V.5.1. Cas de fin de construction :	65
V.5.2. Cas du régime permanent à la RN :	65
V.5.3. Cas de la vidange rapide :	66
V.6. Définition des critères de dimensionnement :	67
V.6.1. Caractéristiques des matériaux :	67
V.1. Résultats obtenus :	69
V.1.1. Pour Plus grande hauteur : profil axial du barrage.....	69
V.1.2. Rive droite : PRD	73
V.1.3. Rive gouache : PRG:.....	77
V.2. Conclusion :	81

Liste de figures :

Chapitre I :

Généralités sur les barrages en terre.

Figure I- 1: Barrage de Béni Haroun, Wilaya de Mila – Algérie.....	2
Figure I- 2: Barrage de Tablout, wilaya de Jijel- Algéri.	3
Figure I- 3: Barrage à masque amont.	4
Figure I- 4: Masque amont en béton de ciment.....	5
Figure I- 5: Masque amont en béton bitumineux.	6
Figure I- 6: Masque en membrane souple.....	6
Figure I- 7: Clé d'étanchéité.....	7
Figure I- 8 : Paroi moulée.....	8
Figure I- 9: barrage en terre heterogene.	9
Figure I- 10: Barrage en terre homogène.	9
Figure I- 11: Diaphragme interne.....	10
Figure I- 12: Noyau en argile verticale incliné.....	11
Figure I- 13: image représentant un atelier de forage et pompes d'injection.....	12
Figure I- 14: Voilé d'injection.....	12
Figure I- 15: Tapis d'étanchéité.	13
Figure I- 16: Barrage Fergougen 1907 avant la rupture et en déversement.	14
Figure I- 17: barrages au Michigan en 05/2020 en u.s.a	14

Chapitre II :

Facteur de sécurité et différentes méthodes de calcul de stabilité.

Figure II- 1: Brèche initiée par une surverse sur la digue.	19
Figure II- 2 : Schémas des différents mécanismes d'érosion interne (d'après R. Béguin, 2011).	20
Figure II- 3: les étapes l'érosion interne.....	21
Figure II- 4: Glissements plans du talus.	23
Figure II- 5: Glissements circulaire.....	23
Figure II- 6: La masse du talus découpé en tranches.	25
Figure II- 7: Force appliquées sur une tranche dans la méthode de Fellenius.	26
Figure II- 8: Forces pseudo-statiques apportées à un talus.	28

Chapitre III :

Description géologique et géotechnique sur le barrage SOUBELLA .

Figure III- 1: Barrage de Soubella - Carte de situation.	31
Figure III- 2: Carte géologique régionale.....	32

Chapitre VI :

Présentation de logiciel ROCSCIENCE.

Figure IV- 1: Boîte de dialogue des paramètres du projet «Project Settings ».	52
Figure IV- 2: Activation de l'analyse l'état des eaux souterraines sur Slide.	53
Figure IV- 3: Dialogue permettant d'affecter les conditions aux limites.	55
Figure IV- 4: Dialogue pour définir des propriétés hydrauliques.	56
Figure IV- 5: Boîte de dialogue Propriétés des matériaux Définir.....	58
Figure IV- 6: Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.....	59
Figure IV- 7: Méthodes d'analyse dans les paramètres du projet.....	60
Figure IV- 8: Grille de dialogue Espacement.....	61
Figure IV- 9: Résultats de la grille de recherche.....	62

Figure V- 1: Position Coupes-types étudiée.....	61
Figure V- 2: Coupe-type étudiée (logiciel SLIDE).	64
Figure V- 3: courbe de vidange rapide.....	66
Figure V- 4: Zones favorables par le glissement circulaire, cas FC.	69
Figure V- 5: Génération du maillage avec des éléments triangulaires à 14 nœuds.....	69
Figure V- 6: Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation , cas RN.	70
Figure V- 7 : Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation, cas Vidange rapide en amant.	70
Figure v- 8: Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation, cas Vidange rapide en aval.	71
Figure V- 9: a) : chargement dynamique ; b) : Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation, cas RN+SEISME en aval.	71
Figure V- 10: Zones favorables par le glissement circulaire, cas FC.....	73
Figure V- 11: Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation , cas RN en aval. ...	73
Figure V- 12 : Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation , cas RN en amant.	74
Figure V- 13: Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation, cas Vidange rapide.....	74
Figure V- 14: Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation, cas Vidange rapide en amant	75
Figure V- 15 : Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation, cas RN+SEISME.	75
Figure V- 16: Zones favorables par le glissement circulaire, cas FC	77
Figure V- 17: Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation , cas RN en amant.	77
Figure V- 18: Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation , cas RN en amant.	78
Figure V- 19 : Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation, cas Vidange rapide en amant	78
Figure V- 20 : Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation, cas Vidange rapide en aval	79
Figure V- 21: Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation, cas RN + SEISME.....	79

Liste des tableaux :

Chapitre I :

Généralités sur les barrages en terre.

Tableau I- 1: Les accidents les plus graves de rupture des barrages (3).	15
--	----

Chapitre II :

Facteur de sécurité et différentes méthodes de calcul de stabilité.

Tableau II- 1: Classification.	29
Tableau II- 2: Valeurs du coefficient de stabilité admissible.	29

Chapitre III :

Description géologique et géotechnique sur le barrage SOUBELLA .

Tableau III- 1: Résultats des essais de laboratoire sur les marnes du Crétacé inférieur avec intercalations de grès et de calcaires durs.	43
Tableau III- 2: Résultats des essais de laboratoire sur les calcaires du Miocène	45

Chapitre VI :

Présentation de logiciel ROCSCIENCE .

Chapitre V :

Etude de stabilité par l'outil numérique ROCSCIENCE .

Tableau V- 1: Paramètres géométriques de la coupe-type étudiée	63
Tableau V- 2: Coefficients de sécurité en fonction des cas de charge :	67
Tableau V- 3: Caractéristiques de la fondation :	67
Tableau V- 4: Caractéristiques des matériaux du barrage :	68
Tableau V- 5 : Résultats des calculs statiques :	72

S. J. LALANDE AND R. A. WILSON

I. Introduction générale

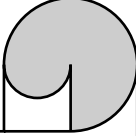
La réalisation des barrages en terre a connue une grande évolution poussée par l'accroissement de la demande en eau. La conception d'un barrage est très complexe car peu répétitive et c'est en fonction des conditions du site, des fondations, des matériaux disponibles et du coût de réalisation que le type de barrage est adopté.

Dans le contexte des barrages, des méthodes puissantes ont été mise au point : modélisation des lois de comportement, calculs par éléments finis, ...ect. Ces approches sont performantes pour le diagnostic et l'analyse des risques approfondis des barrages.

Pour cela la prise en compte des risques lors de la conception, au stade de l'étude, aux cours de la réalisation et pendant l'exploitation, est le moyen de prévention contre les dommages liés aux risques.

L'objectif de notre recherche est d'exploiter l'outil numérique pour étudier la stabilité du barrage de SOUBELLA liés aux différents cas critiques affectant l'ouvrage pendant sa durée de vie. L'outil exploité est le logiciel Rocscience. L'instabilité des pentes, l'effondrement du remblai, la diminution du coefficient de sécurité due à l'augmentation de la force de séismique, la perte de résistance au cisaillement due à l'augmentation des pressions interstitielles dans le remblai et dans sa fondation. Une analyse approfondie du comportement du barrage, sous différents chargements : fin de construction, retenue normale, vidange rapide et effet d'un séisme est présente.

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 présent une partie théorique sur le facteur de sécurité et differente méthodes de calcules de stabilité. Dans le troisième chapitre, une description géologique et géotechnique sur le barrage **SOUBELLA** est présentée. Le quatrième chapitre offre une présentation de l'outil numérique **Rocscience**, suivi par d'application sur le barrage étudiée,



Chapitre I :

Généralités sur les barrages en terre .

I.1.Introduction

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

- Alimentation en eau potable.
- Irrigation des terres .
- Production de l'électricité .
- Protection contre les crues.
- Besoins industriels (refroidissement, lavage).
- Navigation et sports nautique.

Les barrages sont constitués de plusieurs sous ouvrages tel que l'évacuateur de crues, La prise d'eau, vidange de fond, réseau de drainage...

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

Il existe trois schémas principaux pour la structure des remblais en terre:

- Barrage homogène
- Barrage primaire étroit
- Remplissez le masque d'étanchéité.

Un barrage en terre homogène est constitué d'une masse de terre comprimée imperméable,

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

I.2. Les barrages en Algérie

Selon le ministère des Ressources en eau L'Algérie compte 80 barrages Achevé (utilisant 65 barrages) sur tout le territoire national avec une capacité totale de stockage de 8 milliards de m³. Il y a 5 autres barrages en cours d'achèvement, et la problématique est liée au barrage "Jedda" dans la wilaya de Souk

Ahras, au barrage "Souk El Three", au barrage de Sidi Khalifa au niveau de l'Etat de Tizi Ouzou , et le barrage d'Ouzina dans la wilaya de Batna. Le chef du service d'exploitation de l'Agence nationale des barrages et des envois de fonds a révélé à Al-Kubra, que le pourcentage de barrages remplis d'eau de pluie s'élevait à 44,45%, soulignant que le montant reste insuffisant, surtout dans les régions du centre et de l'ouest. Parmi les barrages les plus célèbres est le barrage de Bani Haroun dans l'État de Mila, qui a fourni environ 475 millions de mètres cubes d'eau à environ 6 États pour approvisionner six millions de personnes et irriguer environ 41000 hectares, et le système de transport des hauteurs de Sétif fournit également environ un million. Une personne dans le barrage Eagle à Bejaia irrigue environ 15 mille hectares, et dans le barrage Tablout à Jijel, environ 42 millions de mètres cubes par an, le système de transport du district d'Eddoun de Bouira à Tizi Ouzou et le détournement de la Chlef et Barrages de Mostaganem. Vers Arzew et Oran, et le système de transfert du barrage de Taksim de Tizi, Ozuz et Boumer des vers l'Algérie. Concernant les projets futurs, l'orateur a révélé qu'il y a six projets de barrage en cours d'achèvement dans les états d'Al-Tarif (capacité d'absorption de 98 millions de mètres cubes), Souk Ahras (capacité d'absorption de 35 millions de mètres cubes), Batna (absorption capacité de 18 millions de mètres cubes) et Tizi Ouzou (capacité énergétique de 90 millions de mètres cubes) et Annaba (capacité de 750 mille mètres cubes).[1]

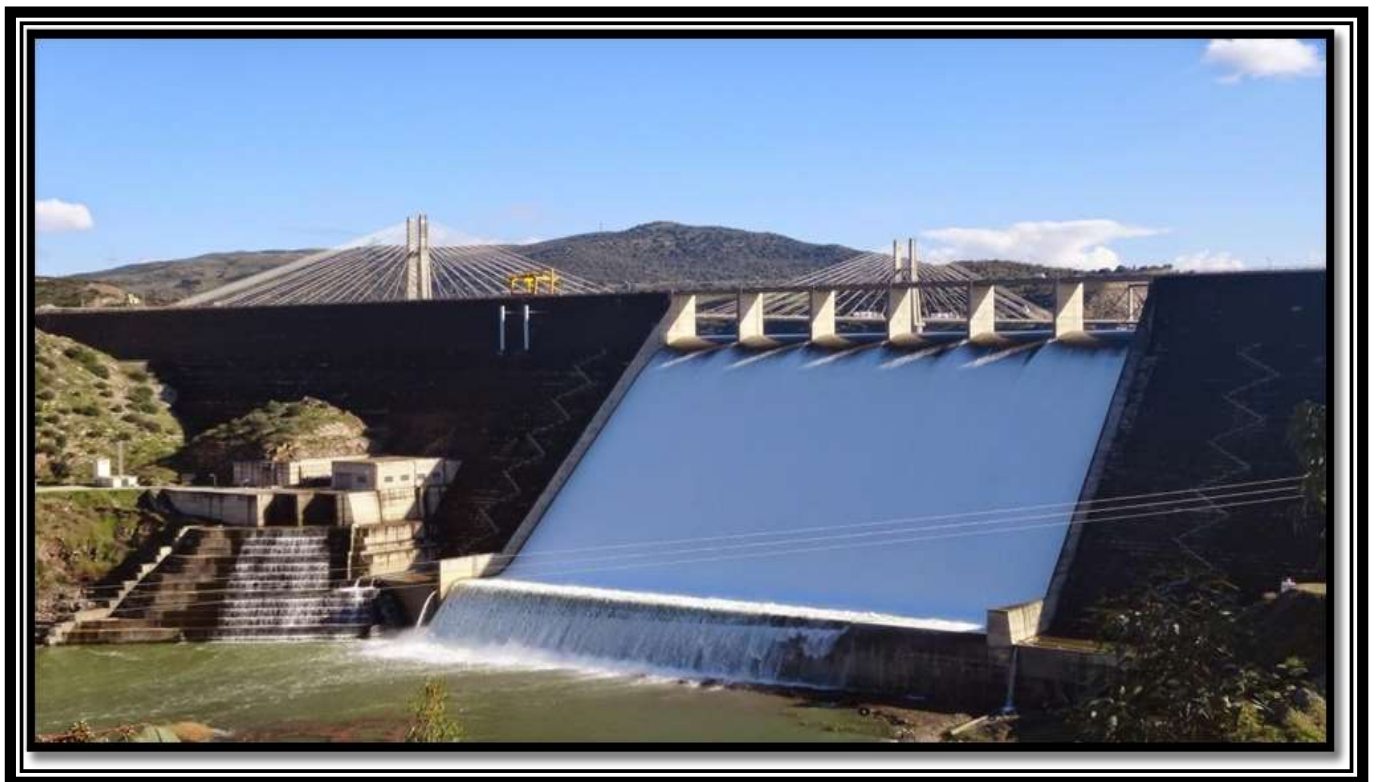


Figure I- 1: Barrage de Béni Haroun, Wilaya de Mila – Algérie.



Figure I- 2: Barrage de Tablout, wilaya de Jijel- Algéri. [1]

I.3. Barrages en remblais

constitués de matériaux meubles, qu'ils soient lisses ou grossiers (réutilisation), sont appelés barrages de remblayage.

Cette famille comprend plusieurs classes très différentes. Les différences proviennent des types de matériaux utilisés et de la méthode utilisée pour assurer l'étanchéité.

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 masque amont.

I.4. 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- 3.

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.

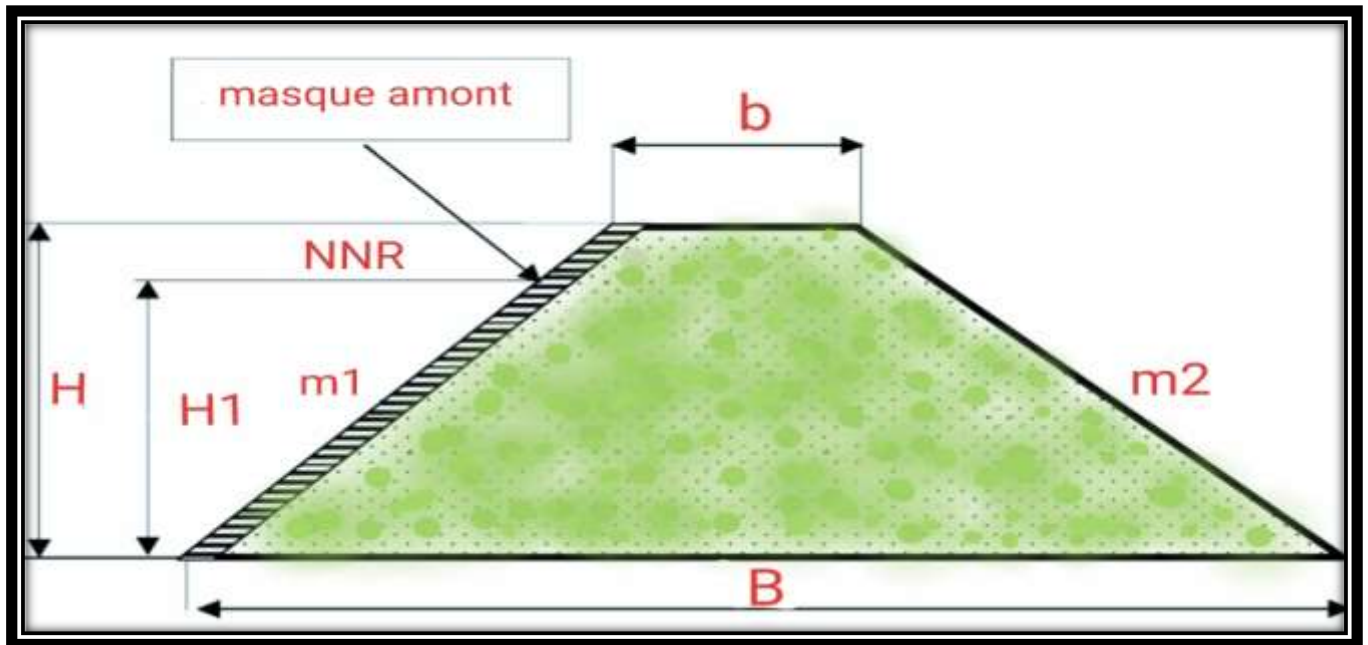


Figure I- 3 :Barrage à masque amont.

1.5. Organes d'étanchéités des barrages en terre

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.

1.5.1. Masque en béton de ciment

Il est généralement formé par un massif perméable qui assure la fonction de stabilité. L'étanchéité est obtenue par une couche appelée masque, posée à l'amont du massif. Le masque est étanche sur toute sa surface (Figure I-4). Le record du monde est aujourd'hui détenu par le barrage de Shuibuya en Chine avec 233 mètres de hauteur au-dessus des fondations.

Le masque lui-même peut être réalisé :

- Par une dalle de béton armé coulée par plots successifs sur toute la surface du parement amont (Figure I-4).
- Par une ou des couches de béton bitumineux mises en place
- par des engins routiers adaptés.
- Par des géomembranes (typiquement des feuilles de PVC de forte épaisseur) livrées en lés et soudées les unes aux autres. Les feuilles sont posées sur une couche de transition en matériau fin (pour éviter de déchirer la membrane qui s'appuierait directement sur les enrochements) et protégées par des dalles ou des pavés. [1]

Le barrage à masque amont présente les avantages suivants :

- le corps d'appui est situé hors d'eau donc pas d'infiltration et pas de variations de pressions interstitielles.
- la poussée de l'eau s'exerce dans une direction favorable à la stabilité, elle renforce ainsi la résistance au glissement des talus. Il présente aussi des inconvénients.
- le gradient hydraulique au pied amont est très élevé, un traitement particulier de la fondation est nécessaire.
- le masque est sensible aux sollicitations dynamiques.

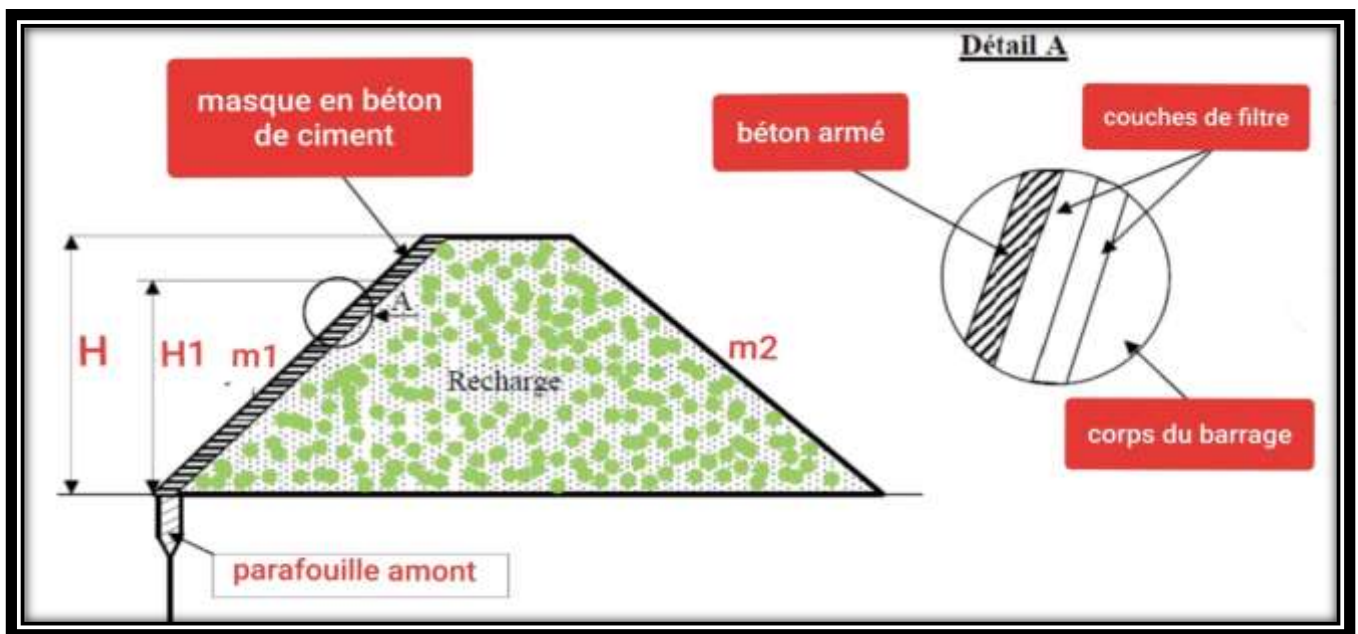


Figure I- 4: Masque amont en béton de ciment.

I.5.2. Masque en béton bitumineux

Cette méthode est très utilisée du fait de la flexibilité du matériau lors des tassements et du tremblement de terre. Une galerie d'injection et de contrôle est nécessaire pour surveiller l'étanchéité.

Cette méthode présente aussi l'avantage d'être économique et facilement réparable.

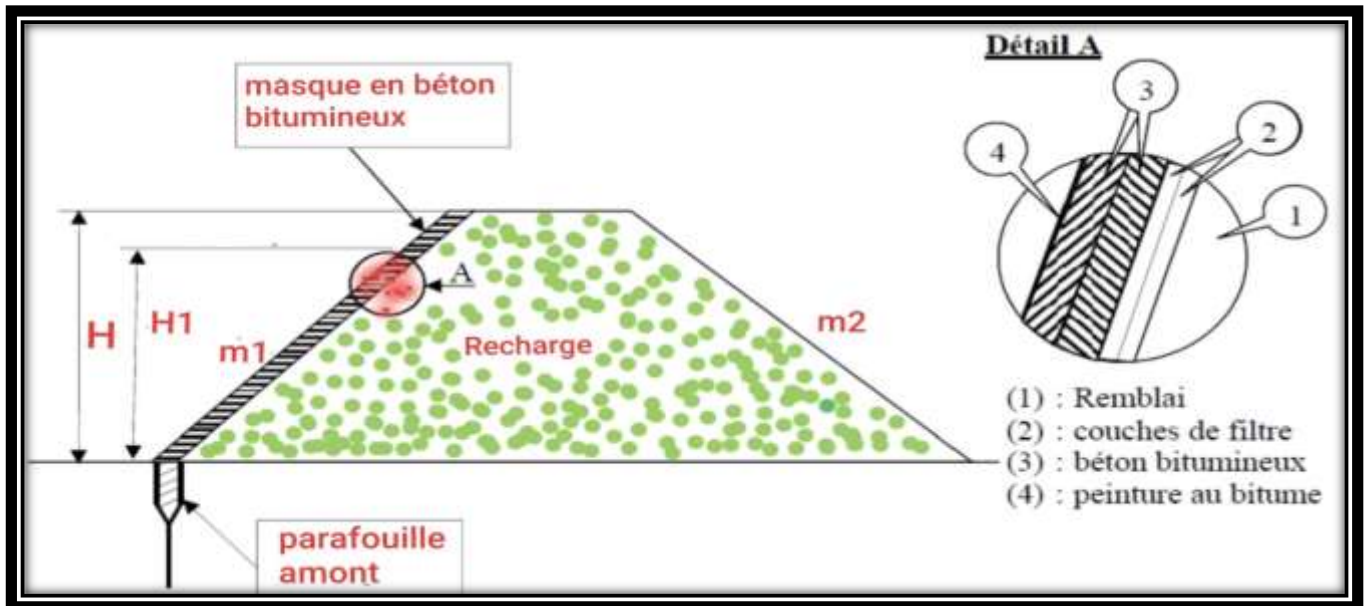


Figure I- 5: Masque amont en béton bitumineux.

I.5.3. 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

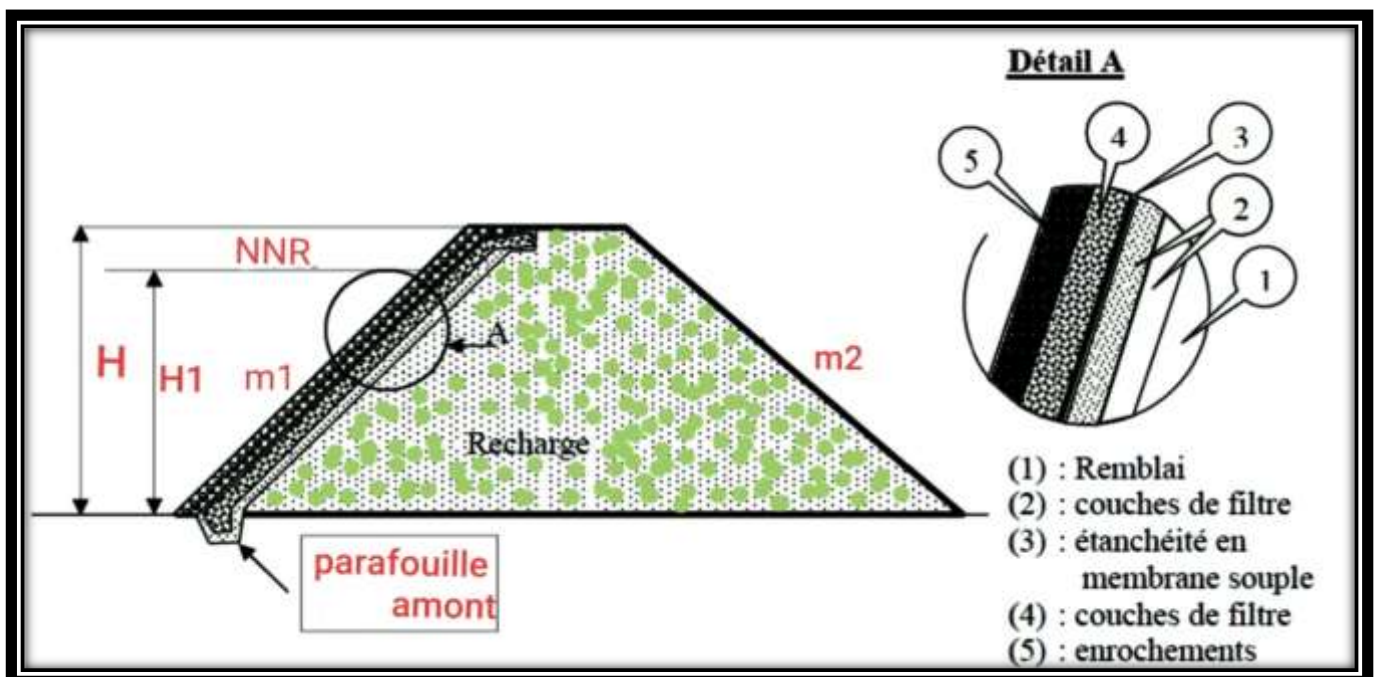


Figure I- 6: Masque en membrane souple

I.6. Etanchéité des fondations des barrages en terre :

Pour éviter de glisser le long de la couture entre le déversoir et sa fondation. Si les fondations sont perméables, leur traitement est nécessaire pour les rendre résistantes aux intempéries.

Si les fondations sont perméables, leur traitement est nécessaire pour les rendre résistantes aux intempéries. Ce traitement dépend de la nature et de la profondeur des substances constitutives. (é)

I.6.1. Clé d'étanchéité :

C'est une tranchée remplie de matériaux assurant l'étanchéité du massif, qui doit recouper la couche perméable et s'ancrer dans le substratum imperméable Figure I-7.

Cette solution est adoptée lorsque l'épaisseur de la couche imperméable n'est pas très grande car l'exécution de la tranchée et son remblayage se fait d'une manière mécanique. [1]

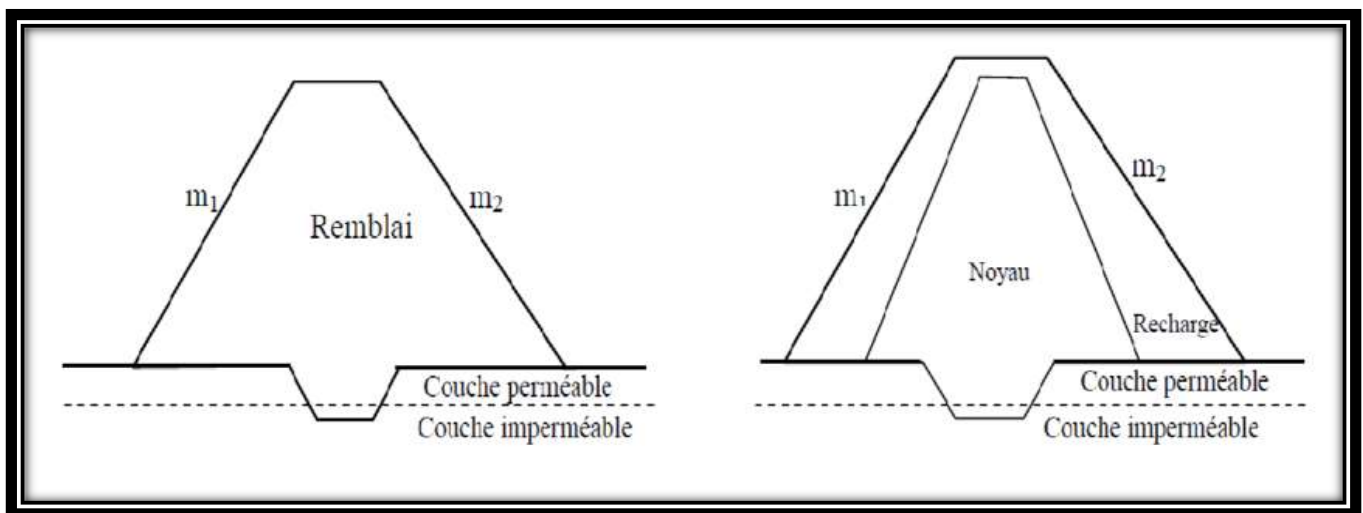


Figure I- 7: Clé d'étanchéité.

I.6.2. Paroi moulée

Cette solution est assez classique dans les terrains meubles . elle est aussi possible dans les fondations rocheuses selon la technique, plus couteuse, de hydro fraise. Elle peut entrainer des désordres si des déplacements importants se produisent, par exemple le poinçonnement inverse du remblai dans le cas d'un fort tassement de la fondation meuble (risque aussi d'un frottement latéral excessif) . si elle est située au pied amont du remblai, la paroi peut subir un cisaillement important dans sa partie supérieure.

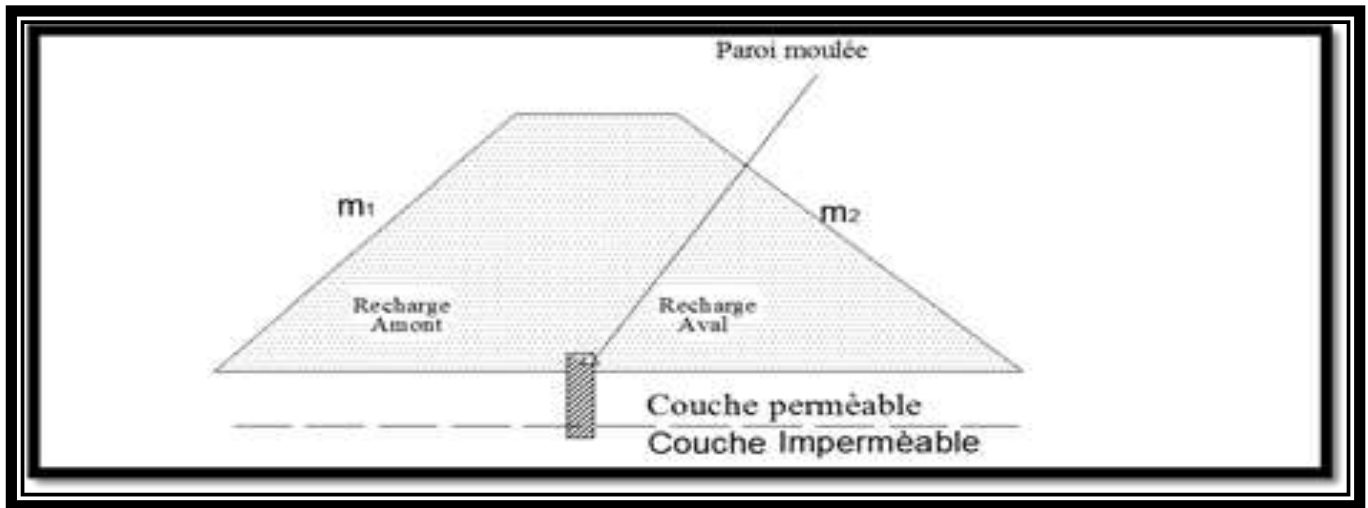


Figure I- 8 : Paroi moulée.

1.7. Barrages en terre à noyau étanche

Dans le cas où la quantité des matériaux imperméables disponibles sur site est insuffisante pour réaliser tout le corps du barrage, on opte le plus souvent pour un ouvrage à zones avec un noyau en argile assurant l'étanchéité. Figure. I-9.

La stabilité du massif sera assurée par des zones perméables appelées recharges. Ces recharges peuvent être au nombre variables et disposées différemment d'un barrage à un autre en fonction de la nature du matériau et des conditions spécifiques à chaque barrage.

Ce type de barrages présente toutefois l'inconvénient d'une mise en œuvre plus compliquée et onéreuse surtout si la vallée est étroite et 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.[4]

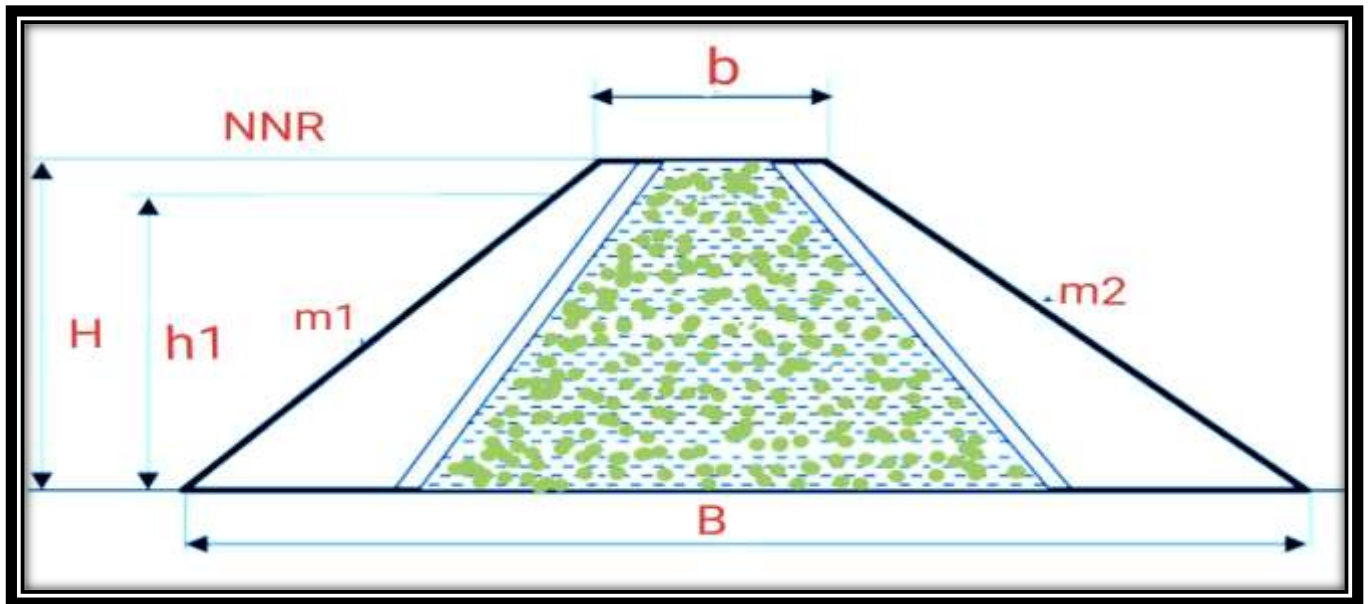


Figure I- 9: barrage en terre heterogene.

1.8. Barrages en terre homogènes

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

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

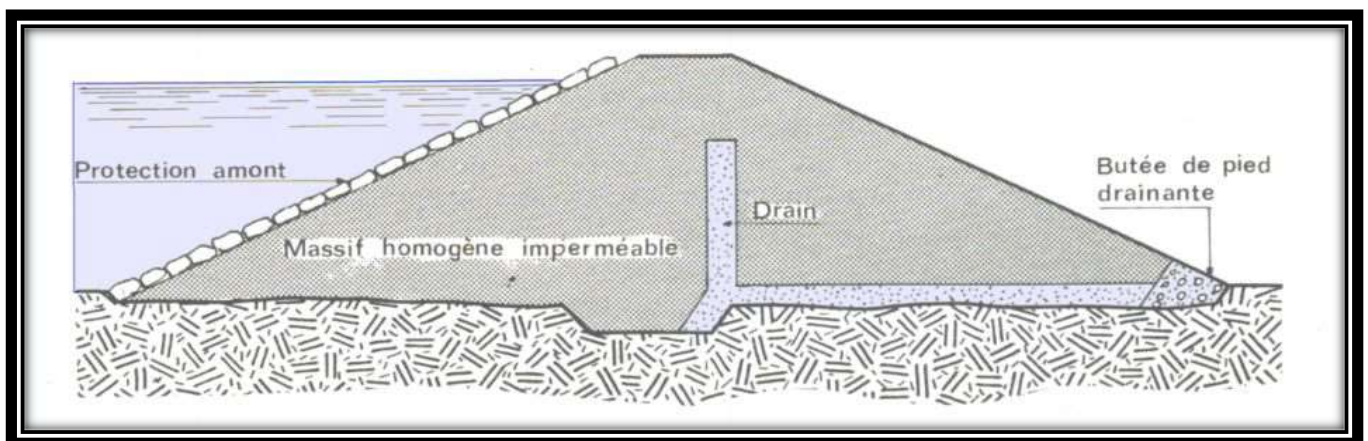


Figure I- 10: Barrage en terre homogène.

I.8.1. Diaphragme in terne

Sil'onnedisposepasdematériauxargileuxpourréaliserunnoyauassurantl'étanchéité,onpeut recourir à la solution de diaphragme central qui est généralement exécuté sous forme d'uneparoimouléeen bétonarmé ou enbéton d'argile.

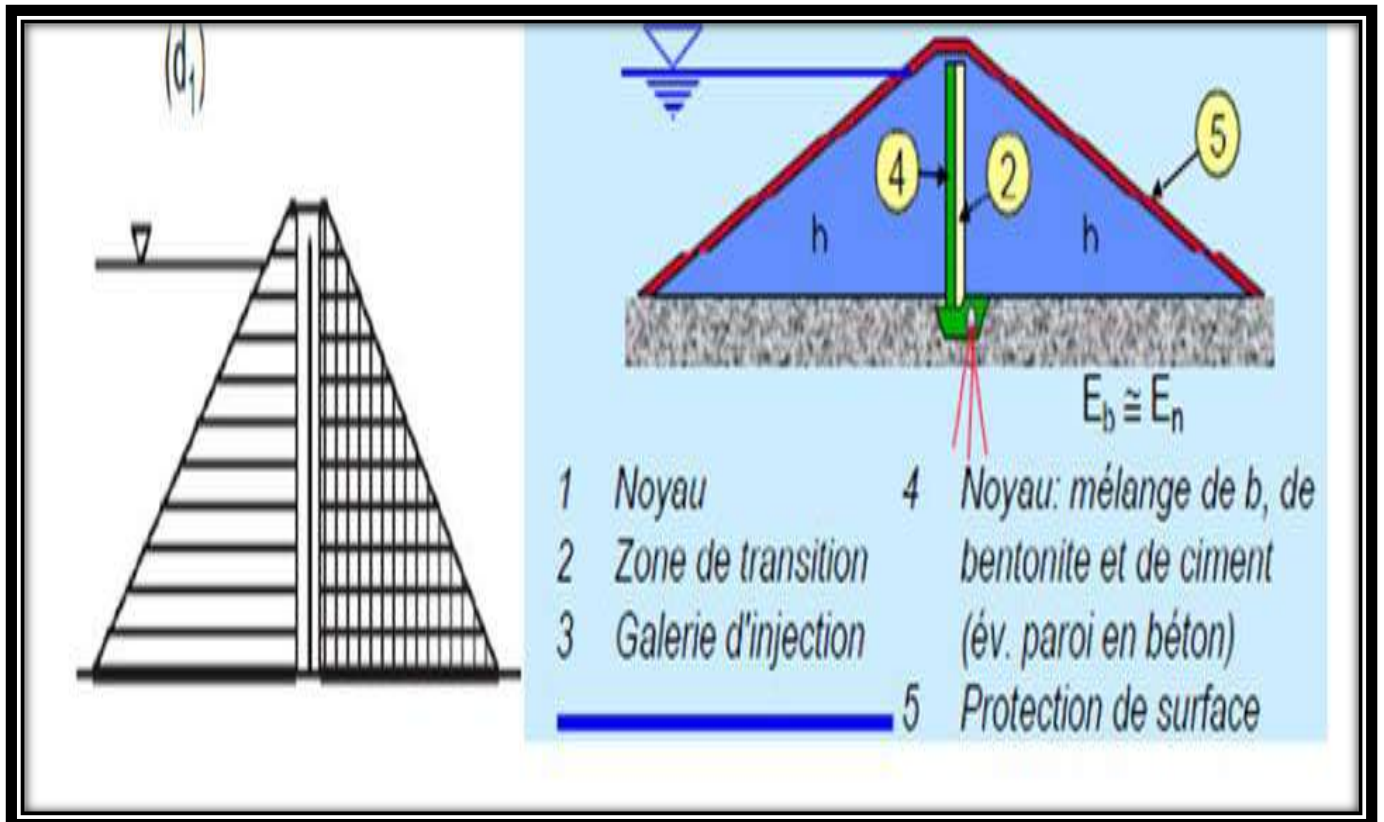


Figure I- 11: Diaphragme in terne.

I.8.2. Noyau en argile

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

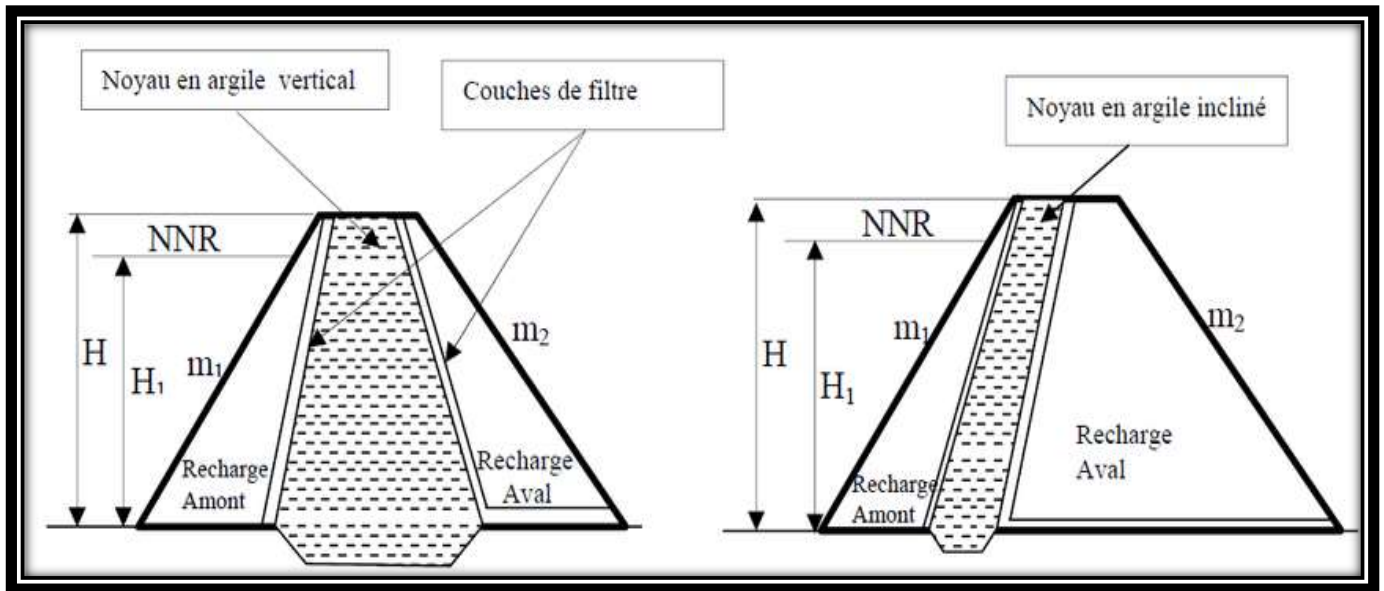


Figure I- 12: Noyau en argile verticale inclinée.

I.8.3. Traitement des fondations par injection

L'injection est un procédé permettant d'étancher des vides au moyen de produits liquides qui se solidifient dans le temps. Cette technique permet de modifier certaines caractéristiques du sol, et notamment sa perméabilité sans nécessiter une substitution de matériaux, ce qui la distingue fondamentalement des procédés d'écrans étanches continus tels que les parois étanches au coulis, au béton ou au béton plastique. La forme des écrans injectés est liée à la géométrie des forages. Les produits d'injection sont mis en place dans le sol par l'intermédiaire de forages. Mais les techniques et les types de produits utilisés diffèrent très sensiblement selon la nature des terrains à traiter. On peut distinguer trois cas principaux :

- L'injection dans les roches fissurées .
- L'injection dans les terrains alluvionnaires .
- L'injection de remplissage de cavité.

Quelques types d'injection appliquée, selon la classe du sol à traiter (sols fins ou grenus) :

- Injection de consolidation .
- Injection d'étanchéité .
- Injection de bourrage et de collage .
- Injection de comblement .
- Injection solide.

Ces techniques se font sous pression ou par un maillage de forages très serrés soit :

- Par forages horizontaux
- Par forages verticaux .



Figure I- 13: image représentant un atelier de forage et pompes d'injection.

I.8.4. Tapis d'étanchéité à mont

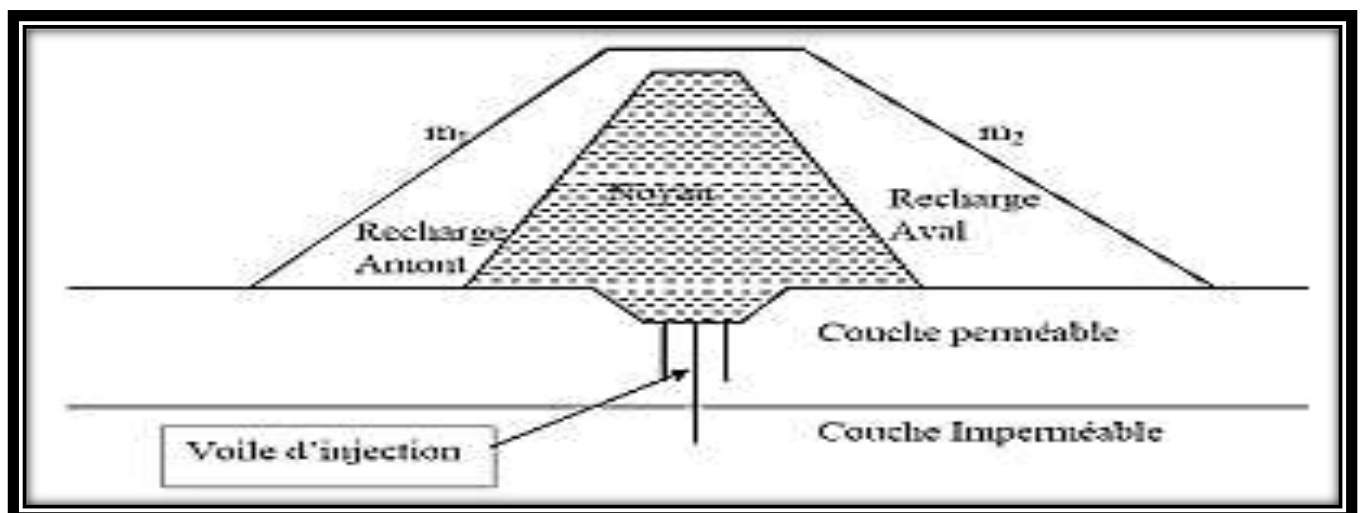


Figure I- 14: Voiled'injection.

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

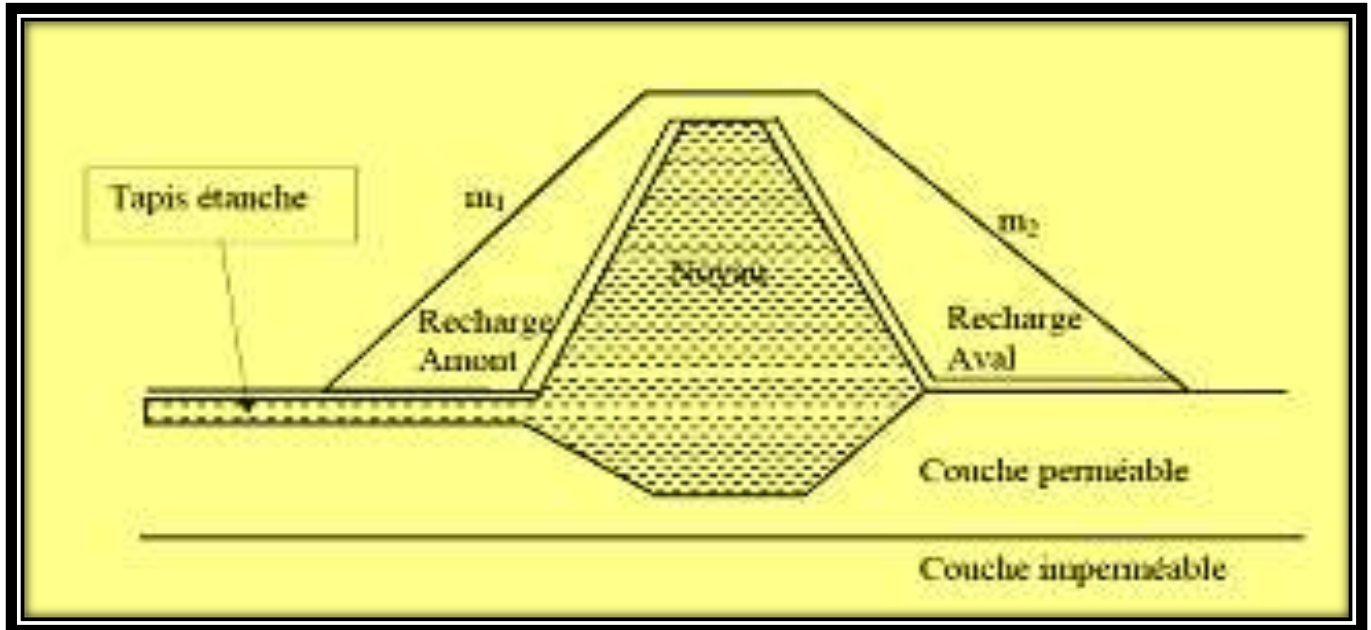


Figure I- 15: Tapis d'étanchéité.

I.9. rupture de barrage

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

I.9.1. Les risques de rupture des barrages

Le risque «d'effondrement du barrage» est considéré dans la catégorie du risque technologique.

Les causes et les mécanismes de l'effondrement diffèrent selon les caractéristiques du barrage, et le risque de démolition augmente en fonction de la taille, de l'emplacement et de l'emplacement à proximité des complexes résidentiels.

Etat critique de la submersion (cas du barrage de Fergoug, Algérie). La rupture du barrage Fergoug, montre que les premiers barrages ont connu des problèmes de conception du fait que les techniques de réalisations des barrages n'étaient pas alors maîtrisées.

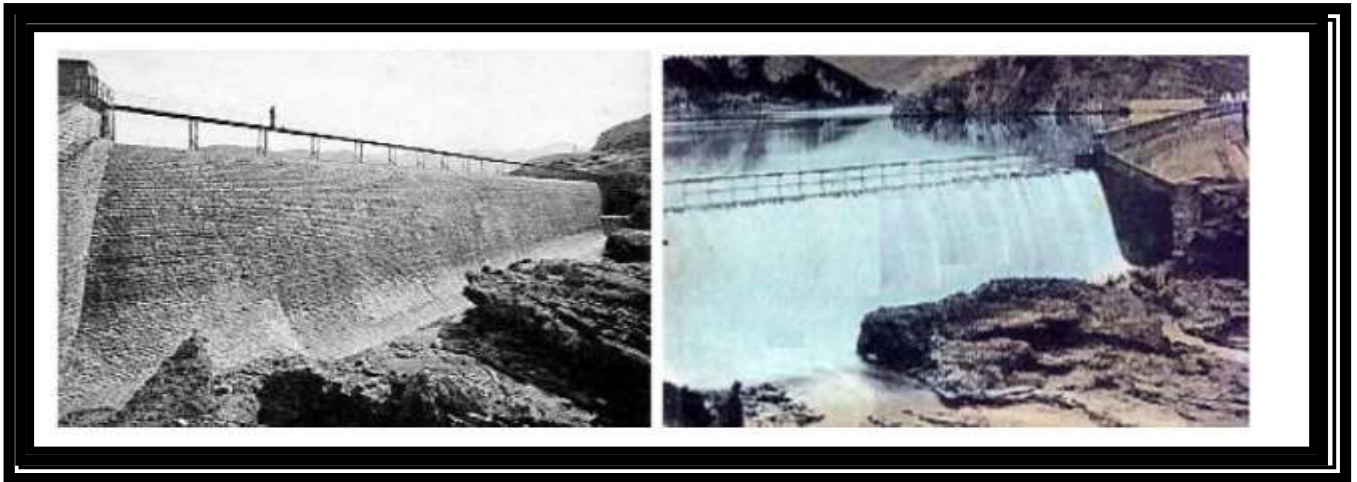


Figure I- 16: Barrage Fergoug en 1907 avant la rupture et en déversement.

I.10. Rupture de deux barrages au Michigan

Près de 11000 personnes dans le centre du Michigan ont été évacuées après des brèches des barrages d'Edenville et de Sanford le 19 mai. Barrage de terre Le barrage a reculé sous la pression alors que le niveau de la rivière Tetapawasi s'élevait au-dessus de 11 mètres, ce qui était du jamais vu depuis 500 ans. L'état d'urgence a été déclaré dans l'État, A. Les habitants demandent maintenant une enquête sur les causes de la rupture, après que des problèmes de capacité de production ont été signalés au barrage d'Edenville au début des années 1990. 66% des barrages du Michigan ont plus de 50 ans (1).



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

I.11. Les accidents les plus graves

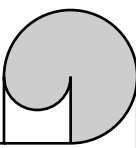
Entre 1959 et 1987, 30 accidents de rupture de barrages ont été recensés dans le monde, faisant 18 000 victimes. Seuls les accidents ayant causé plus de 100 morts sont répertoriés dans le tableau ci-dessous.

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

I.12. Conclusion :

Nous avons également noté la richesse et la diversité des barrages en terre, leur efficacité, leur facilité de construction, leur coût réduit, et avons évoqué l'importance et le type de la méthode d'étanchéité approuvée, en raison de sa grande importance pour protéger le barrage de la démolition, comme nous l'avons remarqué. les statistiques d'accidents, qui comptent parmi les principales raisons qui ont incité certains pays à hésiter à choisir les barrages en terre. Cela est dû au grand nombre d'accidents de démolition, et la principale raison est le niveau d'eau élevé. Les niveaux d'eau élevés sont la cause la plus courante de effondrement des barrages enterre, là où l'eau transporte des matières. Cela est dû aux propriétés non cohésives du sol. Mais depuis plusieurs décennies, la science a su élucider de nombreux problèmes, notamment dans le domaine de la géotechnique, qui sont susceptibles de donner plus de confiance dans la construction de barrages en terre.



Chapitre II :

Facteur de sécurité et différentes méthodes de calcul de stabilité.



II.1. Introduction

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

En général, on se donne des pentes qui paraissent optimales, compte tenu de la nature des matériaux, et on vérifie par une étude de stabilité que le barrage présente une sécurité suffisante avec ces pentes.

Dans ce chapitre, nous décrirons les mécanismes qui ont conduit à l'effondrement des barrages en terre. Nous verrons des méthodes de calcul permettant d'évaluer si la pente est stable ou non. Cependant, sachez que le module réel de l'approche de sécurité est très sensible, en particulier pour les pentes naturelles et les remblais. Toute étude doit être précédée de la cohérence d'un levé géologique profond qui permet souvent de mettre en évidence des facteurs qui ne peuvent pas toujours être mesurés, qui affectent le vrai coefficient de sécurité.

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

Il traite des points suivants :

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

Moyens de prévention et de réparation des ouvrages endommagés.[3]

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

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

II.2.2. Erosion externe initiée par une surverse

A. Le mécanisme

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

B. Les causes

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

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

C. Les symptômes

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

- la surverse (cf. figure II- 1) .
- le creusement de ravines. .[3]

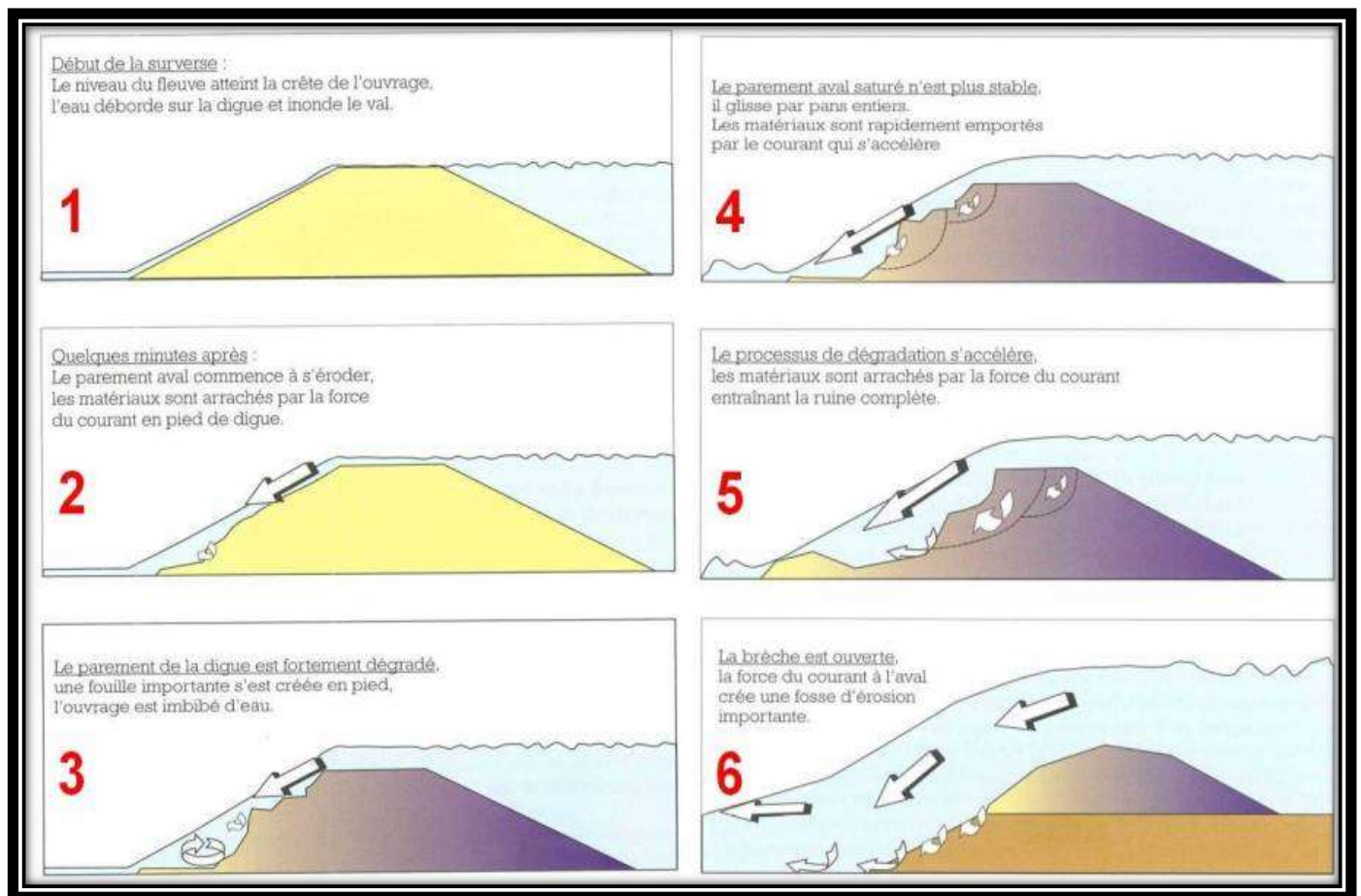


Figure II- 1: Brèche initiée par une surverse sur la digue [3].

II.2.3.Erosion interne :

A. Le mécanisme

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

- **L'érosion de conduit** : un défaut préexistant (par exemple : une fissure, un terrier, un conduit dû au pourrissement de racines) indépendant de l'érosion interne, traverse une partie du remblai ou de sa fondation. L'eau circulant dans ce conduit développe des contraintes de cisaillement suffisantes pour arracher et entraîner les particules en paroi du conduit .
- **L'érosion régressive** : l'écoulement à travers l'ouvrage ou sa fondation entraîne des particules au débouché aval. Cela crée un conduit ou une perte de matière qui progresse vers l'amont. Si la perte de matière atteint la retenue en amont, une brèche peut alors s'initier.
- **L'érosion de contact**: l'écoulement interne traversant une couche de sol grossier au contact d'une couche de sol fin peut entraîner les particules de sol fin le long du contact des deux couches (par exemple : entre un remblai constitué de matériaux fins et sa fondation grossière).

- **la suffusion**: l'écoulement traversant un matériau à granulométrie discontinue ou étalée entraîne les particules de la fraction fine libres de se mouvoir à travers les vides des particules grossières. [3]

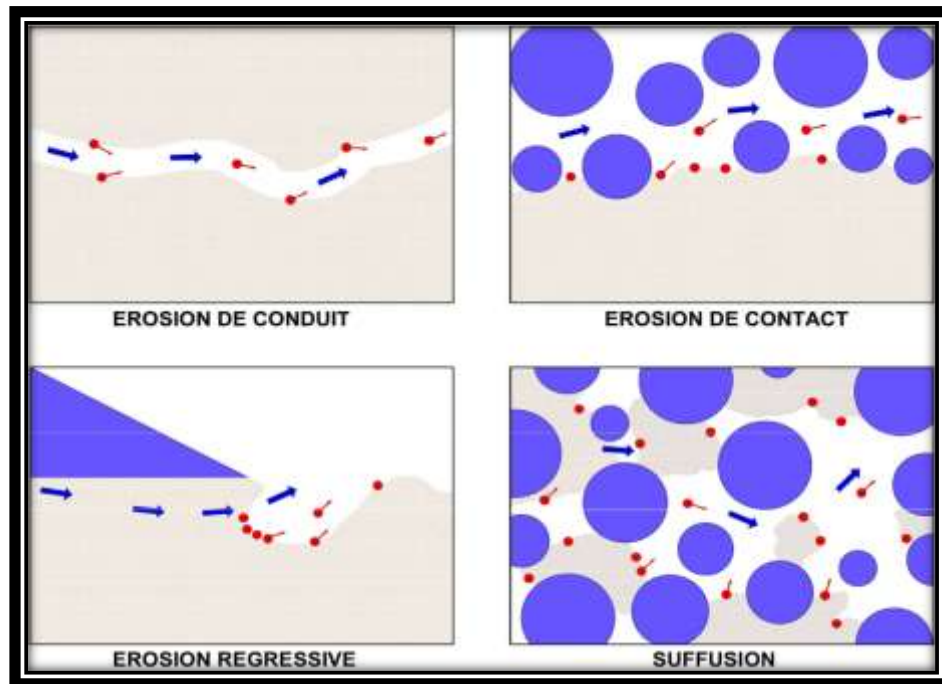


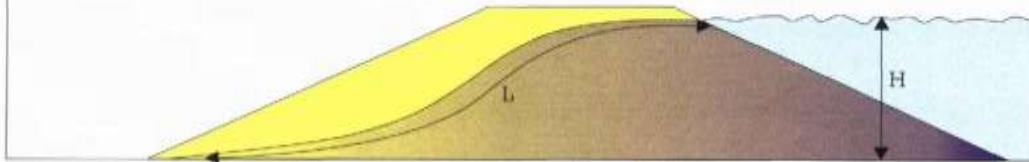
Figure II- 2 : Schémas des différents mécanismes d'érosion interne (d'après R. Béguin, 2011).

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

Mécanisme du renard hydraulique (ou érosion interne régressive) :

Avec l'augmentation du niveau d'eau amont (H),
le remblai se sature progressivement.
Le gradient hydraulique (H/L) augmente.

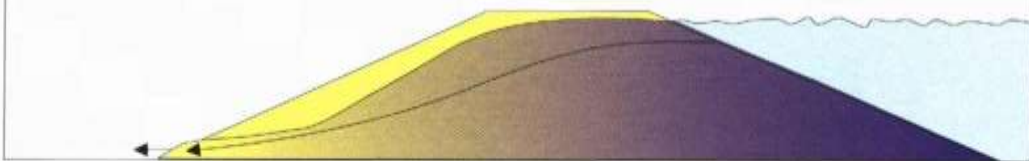
1



Quelques minutes après :

Le long des lignes de courant préférentiel, un écoulement se crée,
générant une petite fuite à l'aval de l'ouvrage.

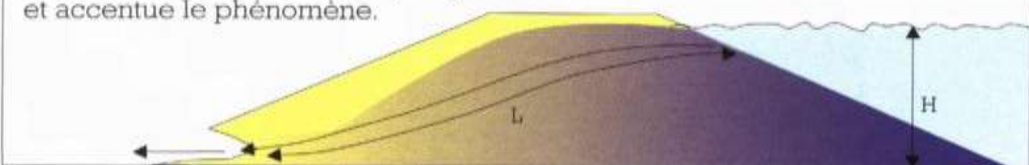
2



La fuite est établie

et des matériaux peu cohésifs du remblai sont entraînés
par l'écoulement au débouché de la fuite.
Progressivement, le chemin hydraulique se raccourcit,
le gradient hydraulique (H/L) augmente
et accentue le phénomène.

3



La fuite s'agrandit,

les matériaux entraînés par l'eau de fuite laissent un vide,
développant une cavité qui se propage vers l'amont et s'élargit à l'aval.
La galerie ainsi formée peut traverser entièrement l'ouvrage
et conduire à sa ruine en une ou
plusieurs crues successives.

4

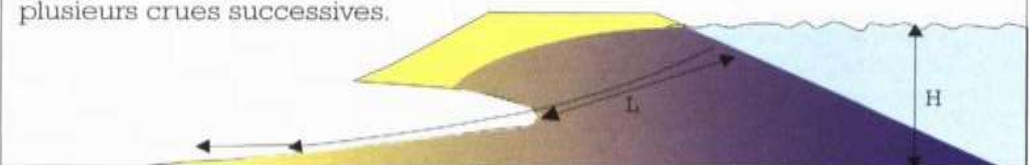


Figure II- 3: les étapes l'érosion interne.

B. Les causes

Le mécanisme d'érosion interne peut être dû à :

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

C. Les symptômes

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

- la formation d'un vortex dans la retenue :
- le fontis .
- l'apparition d'une fuite avec éventuellement la présence de grains de sol (cf. figure 6)
- l'apparition d'une zone humide.
- la déformation en crête. [3]

II.2.4. Classification des glissements des talus et des rives

Les glissements de terrain ont des formes qui dépendent de la configuration du massif et des propriétés des sols. Néanmoins, leur étude fait appel à des concepts de base applicables à tous.

Les glissements se répartissent en deux grandes classes d'études distinctes :

II.2.5. Glissements plans

Ce type de glissement se produit lorsque, le massif en pente est constitué de sols par exemple meubles reposant sur un substratum, ou lorsque le massif est constitué de plusieurs couches de caractéristique physico – chimiques et mécaniques différentes, ou encore lorsque la longueur de la surface de rupture potentiel est très grande par rapport à l'épaisseur du terrain. Les glissements plans qui se produisent par cisaillement et par translation sur un plan incliné plus ou moins régulier, où la masse en mouvement se comporte comme un monolithe dont les déformations sont très petites et très localisées au niveau de la surface de rupture, voir (Figure II-4.).[5]

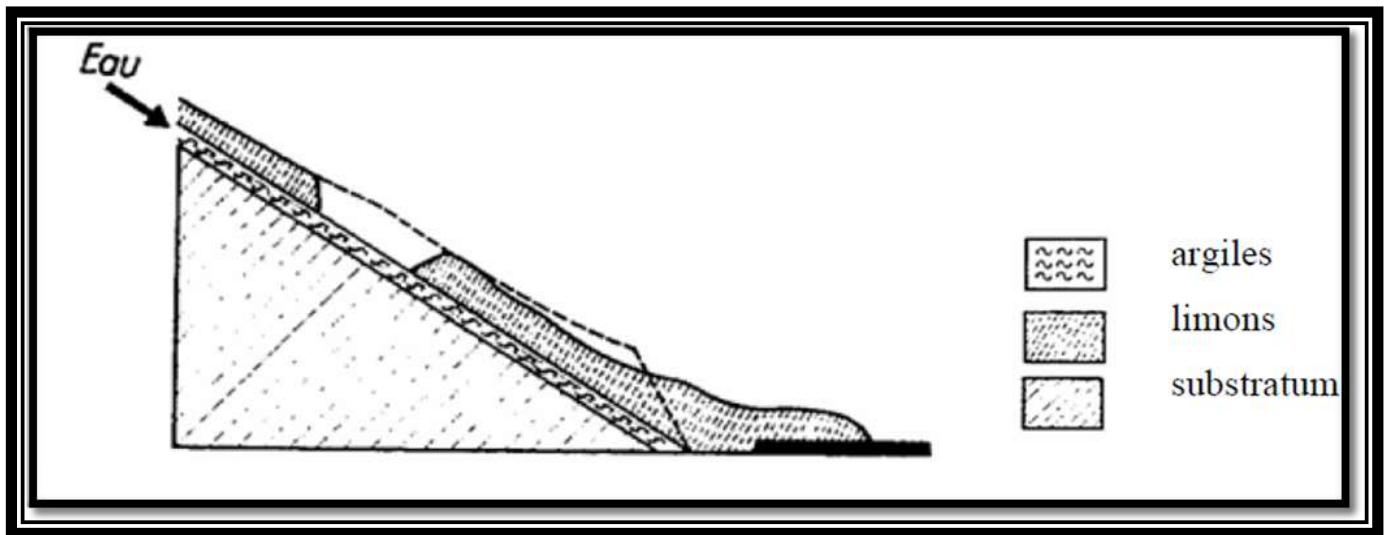


Figure II- 4: Glissements plans du talus.

II.2.6. Glissements circulaire :

Ce type de glissement est très fréquent. La surface de rupture correspondante a une forme simple et peut être assimilée à un cylindre dans la plupart des cas ; voir (Figure. II-2) . Sa projection sur le plan transversal correspond à un arc de cercle, d'où le nom de glissement circulaire. Les glissements qui se traduisent par un basculement de la masse le long d'une surface (glissements superficiels) ou en profondeur (glissements profonds).

Les causes d'instabilité peuvent être dues soit à une augmentation des sollicitations, soit à une modification des caractéristiques mécaniques (perte de résistance au cisaillement) des sols. [4]

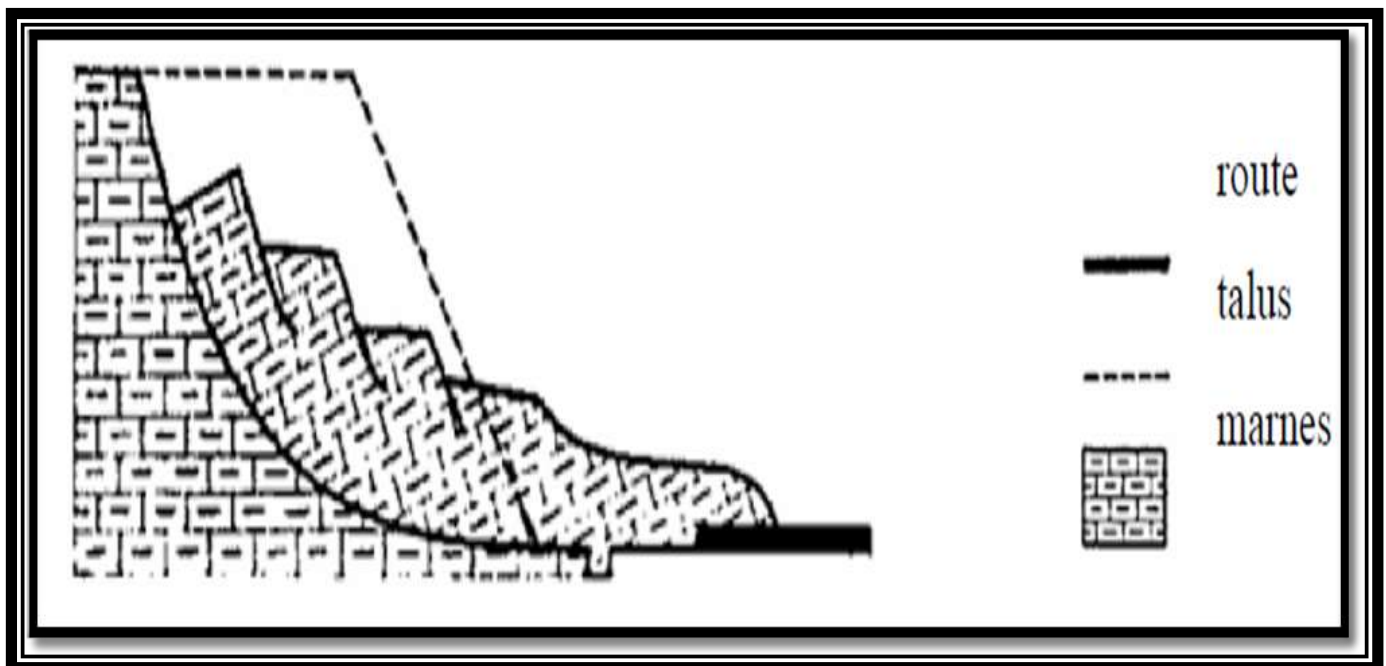


Figure II- 5: Glissements circulaire.

A. Les causes

Le mécanisme de glissement du parement peut être dû à :

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

B. Les symptômes

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

- le bourrelet au pied aval .
- l'ondulation de peau sur le parement .
- le glissement de peau sur le parement.
- la fissuration en crête ou sur le parement aval .

II.3. Calcul de stabilité

II.3.1. 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 :

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

- $F_s > 1$; Il n'y a pas de 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.3.2. 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. [5]

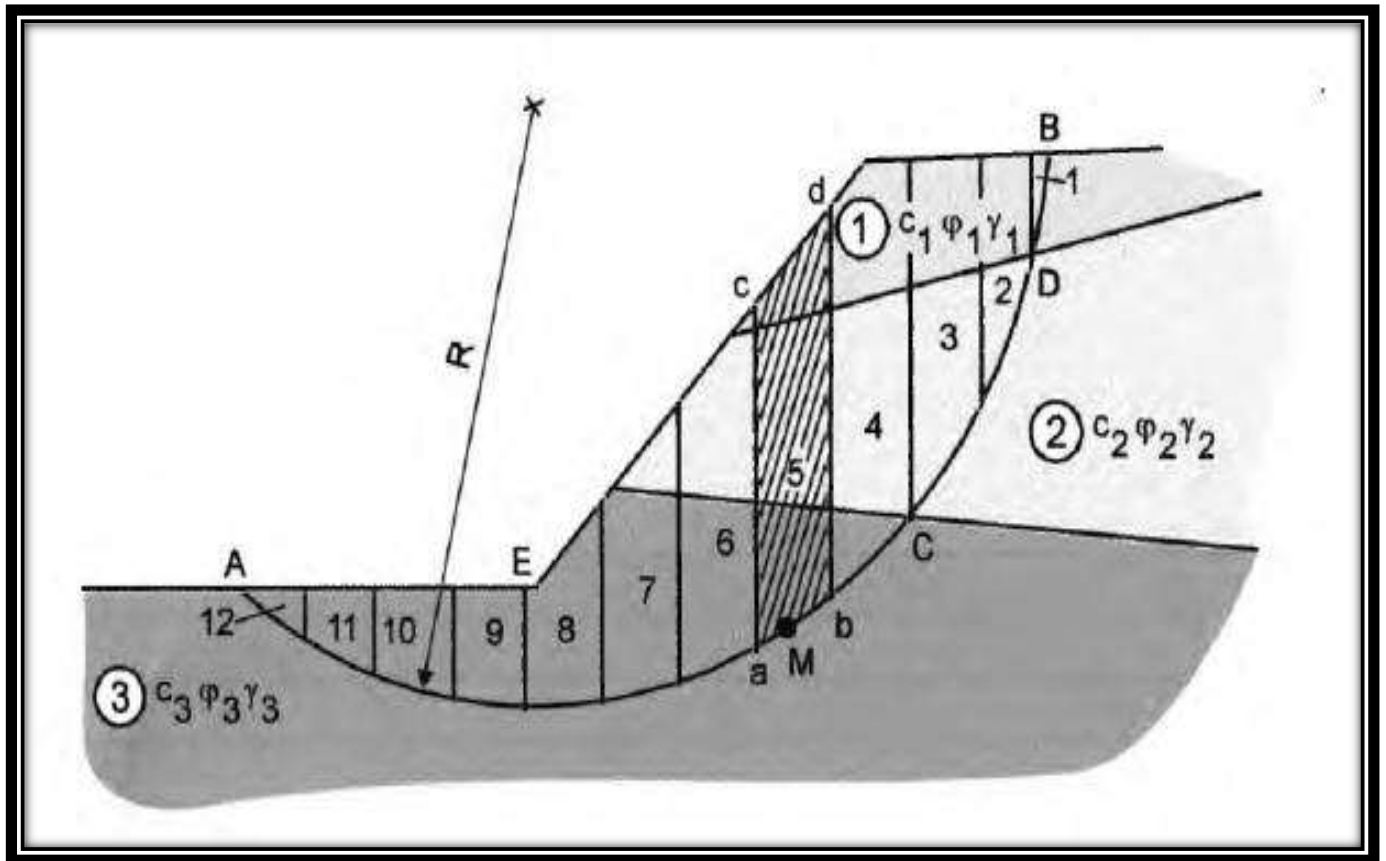


Figure II- 6: La masse du talus découpé en tranches.

II.3.3.Méthode de Fellenius :

On étudie la stabilité d'une portion de massif d'épaisseur unitaire de rive à rive et limitée par un cercle dont on fixe, a priori, le centre et le rayon. En réalité, on effectue le calcul pour plusieurs cercles de rupture potentielle de façon à déterminer le cercle de moindre résistance. Au début de la rupture, le mouvement peut être assimilé à une rotation autour du centre du cercle de glissement.

Le volume en mouvement est découpé en tranches verticales. Dans la méthode de Fellenius, on suppose que les forces de « contact » inter-tranches ont une résultante nulle pour chacune des tranches.

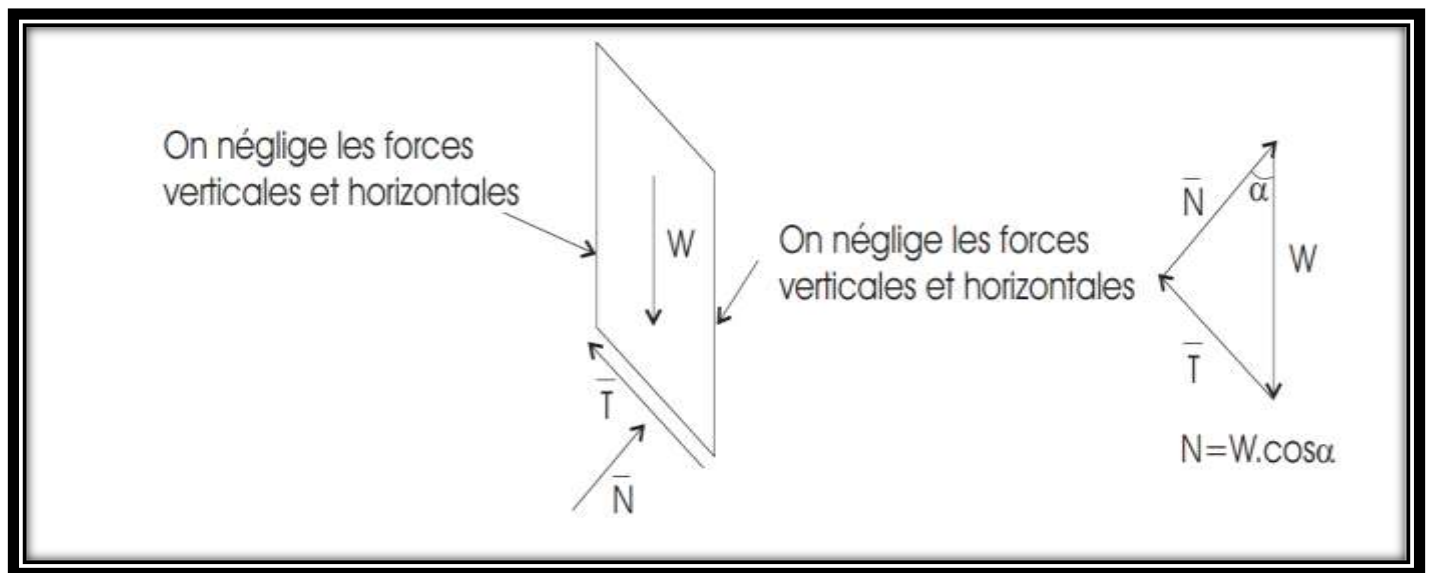


Figure II- 7: Force appliquées sur une tranche dans la méthode de Fellenius.

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

- le poids W_i de la tranche ;
- la composante motrice du poids soit $T_i = W_i \sin(\alpha_i)$ où α_i est l'inclinaison locale de la surface de rupture avec l'horizontale ;
- la composante normale du poids sur la surface de glissement soit $N_i = W_i \cos(\alpha_i)$
- la résultante des forces de pressions interstitielles sur la base de la tranche. Si U_i est la pression et b_i l'épaisseur horizontale de la tranche, la résultante des forces de pression est :

$$P_i = U_i \cdot b_i \cos(\alpha_i)$$

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

$$c_i = C \cdot b_i \cos(\alpha_i)$$

- la contribution du terme de frottement à la résistance :

$$(N_i - P_i) \tan \varphi$$

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

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

II.3.4. 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 :

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

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

- W : Poids de la tranche.
- u : Pression interstitielle au niveau de la surface de glissement.
- F_s : Coefficient de sécurité.
- b : Largeur de la tranche.
- C' : Cohésion effective le long de ab .
- φ' : Angle de frottement interne effectif du sol le long de ab .

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

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

Dans ce cas tous les termes sont connus et F est calculé par itérations successives. On prend pour première valeur F₀, le coefficient de sécurité obtenu par la méthode de Fellenius. [5]

II.3.5. Méthodes de calcul de stabilité sous séisme

II.3.5.1. 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.

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

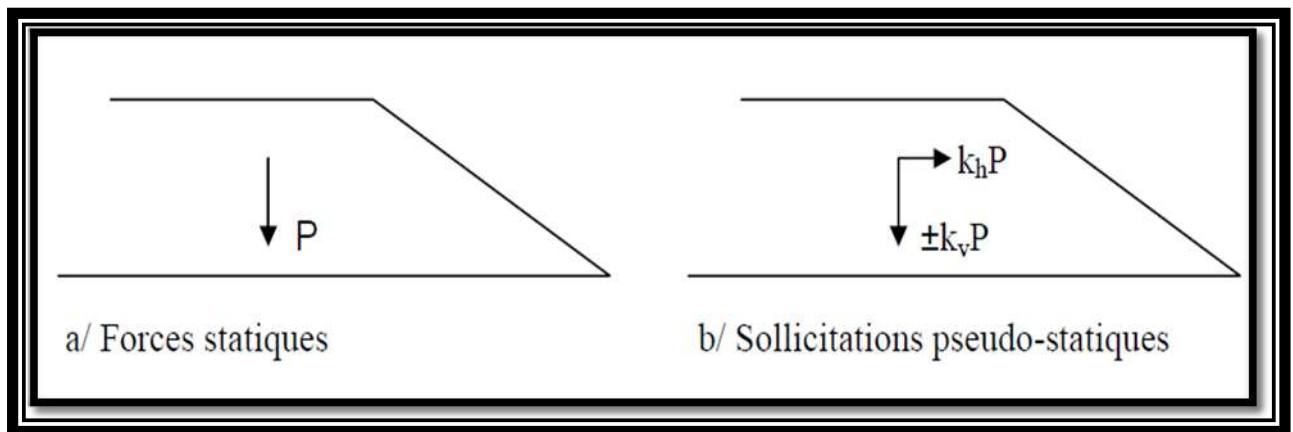


Figure II- 8: Forces pseudo-statiques apportées à un talus. [2]

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

$$F_s = \frac{\Sigma C' + (\gamma h - u) \tan \varphi'}{\frac{1 + \tan \alpha \tan \varphi'}{F_{\text{flenius}}}} \frac{F_{\text{flenius}}}{\Sigma \gamma h [\sin \alpha + k_h' (\cos \alpha - Y_G - Y_R) + k_v']}$$

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. [2]

Tableau II- 1: Classification. [5]

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.3.5.2. 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.[2]

Tableau II- 2: Valeurs du coefficient de stabilité admissible.

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

II.4. Conclusion

la stabilité des barrage en terre sont dépend l'effet des infiltrations de l'eau a travers son massif elles sont la causses de érosion interne et les glissements et la cause de phénomène de renard donc il faut déterminer du réseau d'écoulement sur le plan hydraulique par les méthodes ensuite de terminer le gradient hydraulique soit toujours admissible.

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 :

description géologique et

géotechnique sur le barrage

SOUBELLA

III.1. Introduction

L'étude géologique et géotechnique est basée sur les travaux de reconnaissances au niveau de site de barrage, ainsi que les essais géotechniques au laboratoire qui ont pour objet de répondre aux questions concernant :

- La stabilité mécanique et l'étanchéité des appuis et des fondations des ouvrages.
- L'étanchéité de la cuvette de la retenue et la stabilité de ses versants.
- La localisation des zones instables et les zones de fuite d'eau potentielles lors de la mise à eau de la retenue.

L'existence et les caractéristiques géotechniques des matériaux nécessaires à la construction de barrage.

III.2. Situation Et Accès

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

Le site du barrage est caractérisé par un verrou topographique très étroit à l'amont d'une zone habitée. Les rives calcaires sont particulièrement abruptes voire subverticales au droit du défilé. La route nationale RN28 qui relie Magra à Setif permet d'accéder facilement au site.

Le site du barrage de Soubella a pour coordonnées UTM :

X = 694 499 m, Y = 3 952 558 m, Z = 725 m (fond de vallée)

L'extrait de carte ci-dessous illustre la situation du site du barrage à l'échelle régionale.



Figure III- 1:Barrage de Soubella - Carte de situation.

III.3. Contexte Geologique Regional :

La morphologie est conditionnée par une succession de plis orientés OSO - ENE se traduisant par une alternance de crêtes allongées suivant les rides anticlinales (djebels) et de cuvettes synclinales. Dans la région culminent Kef el Assa (1 745 m), Djebel bou Ich (1 702 m), Djebel Soubella (1 543 m), Djebel Rekiba (1 304 m), Djebel El Menajel (1 140 m), Djebel Riba (1 159 m) et Kef el Masmar (1 014 m), entre lesquels les cours pérennes de l'Oued Soubella et de son affluent l'Oued el Hammam ont entaillé leurs lits.

A la base des talus d'éboulis, provenant des falaises calcaires, apparaissent des sources de très faible débit. Seules les sources liées à des failles offrent un débit plus important. Deux sources fournissent des eaux thermales: l'Aïn Skhouna et l'Aïn el Hammam. Proviennent des calcaires de la base du Miocène, affectés ici par une faille inverse ayant permis une remontée d'eaux tièdes et légèrement sulfureuses.

III.3.1. Lithologie Et Stratigraphie :

L'extrusion des Monts du Hodna et du massif du Bou Taleb amena à l'affleurement l'ensemble des sédiments d'âge s'étalant depuis le Trias jusqu'au Tertiaire. Cette surrection fut accompagnée d'une forte érosion et de l'accumulation de dépôts détritiques continentaux pendant le Quaternaire.

Les argiles triasiques à gypse constituent l'unité lithologique la plus ancienne dans la zone étudiée.

Le Jurassique inférieur est d'origine marine. A la base il est représenté par des calcaires dolomitiques saccharoïdes et par des calcaires oolithiques sublithographiques surmontés par une série mince de marnes grises et rougeâtres.

Le Jurassique moyen débute par des bancs puissants de calcaires à silice, suivies par une alternance de marnes et de calcaires gris plus ou moins siliceux. Il se termine par des calcaires pseudo-bréchiques.

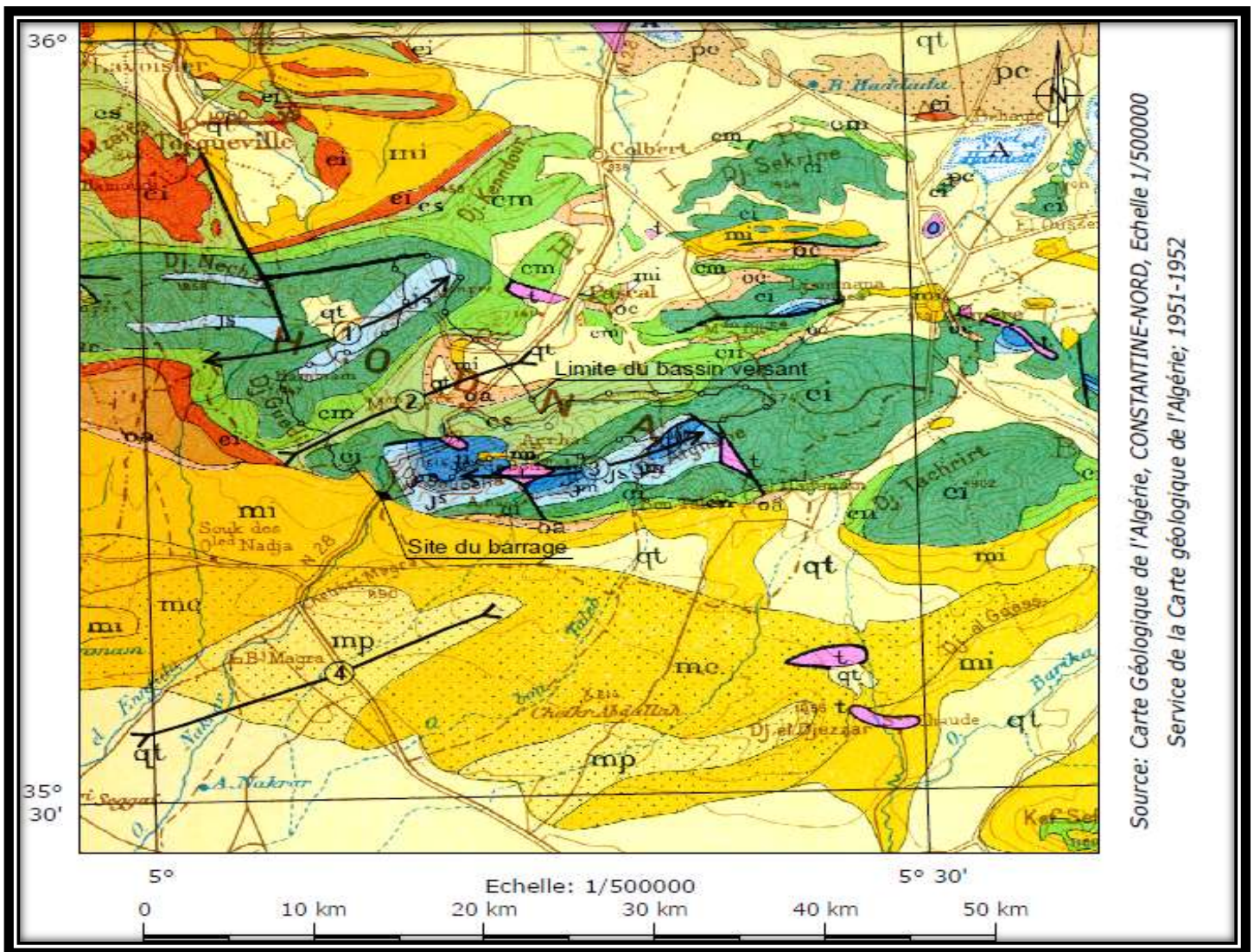


Figure III- 2: Carte géologique régionale.

Le Jurassique supérieur débute avec des calcaires et des calcaires marneux noduleux renfermant des ammonites, qui alternent vers le haut avec des marnes. Dans la partie médiane se situe une formation puissante de grès de teinte grisâtre à bleuâtre. Ces grès forment généralement le substratum des dépressions topographiques. Le Jurassique supérieur se termine par des calcaires lités, souvent pseudo-bréchiques, qui alternent avec des marnes grises.

La base du Crétacé inférieur comporte une alternance de marnes grises et de calcaires, une série puissante de marnes verdâtres et rougeâtres à lits de grès blanchâtres et une alternance de calcaires gréseux fossilifères, de couleur gris verdâtre, et de grès tendres. Le Crétacé inférieur se termine par des calcaires dolomitiques dans lesquels s'intercalent des marnes et des grès.

Le Crétacé moyen débute par des calcaires, surmontés par une alternance de marnes grises ou verdâtres et de calcaires détritiques. Ces assises à prédominance marneuse forment des dépressions. Au sommet se trouvent des calcaires dolomitiques.

Le Crétacé supérieur débute par une formation discordante détritique rougeâtre, composée de conglomérats, de grès et d'argiles, surmontée par des sédiments marins marneux, puis calcaires.

Des sédiments éocènes lagunaires ou marins et oligocènes continentaux constituent les couches basales du bassin formé dans le Tertiaire au sud des Monts du Hodna.

La transgression du Miocène inférieur débute par la sédimentation d'une série rouge détritique grossière, discordante sur le substratum: c'est le Premier cycle Miocène. La série du Deuxième cycle Miocène débute par des calcaires gréseux plus ou moins conglomératiques reposant sur le conglomérat basal. Des calcaires marno-sableux, puis une série marneuse puissante, avec des intercalations de grès, complètent ce deuxième cycle de sédimentation.

Le Miocène terminal marin et lagunaire est représenté par des marnes silteuses brunes à rougeâtres, finement litées, avec des lentilles de gypse. Vers le sommet, elles passent progressivement à une série puissante détritique du Pliocène et Villafranchien continental.

Le Quaternaire est représenté par des terrasses anciennes, des alluvions récentes, des cônes de déjection et des sédiments déposés dans les milieux lagunaires, marécageux et de sabkhas.

III.3.2. Tectonique Régionale

Il est estimé que les failles orientées E-O à ONO-ESE, bien que relativement rares à l'affleurement, sont des accidents majeurs qui affectent probablement le substratum en profondeur.. Il convient aussi de signaler la faille inverse du foun de l'oued Soubella.

III.4. Séismicité

Le rapport sur l'étude de l'aléa sismique du site du barrage de Soubella, menée par le BRGM, Les conclusions de cette étude sont rappelées ci- dessous.

Pour le site du barrage de Soubella, le séisme de référence considéré est celui d'Ain Tagrout, du 4 septembre 1963, ramené en position la plus défavorable. Les séismes de dimensionnement correspondants ont les caractéristiques suivantes:

SBE : $M_w = 5.7$, à l'aplomb du site, et à une profondeur de 10 km,

SMD : $M_w = 6.2$, à l'aplomb du site, et à une profondeur de 10 km.

Les accélérations maximales horizontales recommandées pour le projet sont:

- SBE : 0.30 g

- SMD : 0.39 g

La durée efficace des sollicitations sismiques correspondant au SMD est de 7 secondes.

III.5. Etude Géologique De La Zone De Retenue**III.5.1. Caractéristiques géomorphologiques**

Le relief est en général peu marqué dans la cuvette de la retenue.

A l'amont du site du barrage, l'oued Soubella a entaillé son lit dans les sédiments marno - gréseux du Crétacé inférieur. Le profil transversal de la vallée est dissymétrique et variable, au gré des variations lithologiques et des structures géologiques.

A l'aval du site du barrage, le lit de l'oued Soubella s'élargit. Dans la partie basse, les versants ont des pentes douces. Le haut des versants est dominé par des falaises calcaires.

En bordure de la plaine de Magra (plateau Hodna), l'oued a façonné des gorges au droit de la frange de calcaires du Miocène inférieur.

L'oued Soubella est un cours pérenne, alors que ses affluents ne sont que temporairement actifs. Plus nombreux, les thalwegs de la rive gauche sont encaissés dans les terrains de couverture, en particulier des glacis – terrasses anciens, alors que le substratum rocheux n'est que faiblement entaillé.

III.5.2. Géologie de la zone de retenue :**A. Terrains de couverture**

Les terrains de couverture, d'âge Quaternaire, sont bien développés. Ils sont représentés par des éboulis et des sols argileux sur les versants, par des alluvions grossières actuelles dans le lit de l'oued et par une basse terrasse.

Dans le fond de vallée, le substratum est en général recouvert d'alluvions holocènes d'une épaisseur comprise entre 4 et 10 m. Deux types de matériaux sont reconnus: les alluvions du lit et les alluvions des basses terrasses. Il s'agit de cailloux et de galets de nature lithologique variée, emballés dans une matrice sableuse, par endroits argileuse. La partie basale de cet horizon comporte une couche de cailloux argileux. Les terrasses basses de même nature lithologique renfermant une couche superficielle d'argile limono-sableuse s'étalent sur les rives du lit. Elles sont en général destinées aux superficies agricoles.

Les pentes douces typiques du substratum marneux sont recouvertes d'une couche peu épaisse de dépôts de nature diluviale. L'écroulement des falaises calcaires alimente les éboulis de pente.

Localement, le long de la RN 28 Sétif – Magra, les terrains sont recouverts par des remblais constitués d'éboulis et de blocs compactés.

B. Substratum Rocheux

Dans la zone de la cuvette, le substratum est rarement affleurant. Bien exposé au droit et à l'aval du site de barrage, le substratum est parfois visible localement dans les thalwegs ou sur les versants.

Les sédiments marins du Crétacé inférieur (Valanginien) sont prédominants. Ils sont représentés par des couches minces de marnes grises et rougeâtres avec des passées fréquentes de grès. On y trouve localement des bancs de grès blanchâtres et jaunâtres ainsi que des calcaires gréseux.

Les parties plus hautes du site du barrage et les terrains à l'aval sont constitués de calcaires et marnes attribués au Miocène inférieur (Deuxième cycle marin). Cette série sédimentaire est discordante sur les assises plus anciennes. Elle débute par des calcaires conglomératiques reposant sur le conglomérat basal et se poursuit par des calcaires lités, de teinte grise et jaunâtre, à intercalations de calcaires marneux et pseudo-bréchiques. Une série de marnes finement litées, de couleur gris vert, avec intercalations de grès ferrugineux à la base et des calcaires jaunes vers le sommet complète la série.

III.6. Structures géologiques

La direction principale des fractures, N – S, présente un pendage subvertical ($87^{\circ} - 90^{\circ}$), tantôt vers l'est, tantôt vers l'ouest.

Une deuxième famille de fracture est celle orientée NE–SO, soit $342/68^{\circ}$ (fort pendage NO) et $149/74^{\circ}$ (fort pendage SE).

Les fractures subverticales NNO-SSE, soit $252/85-88^{\circ}$ et $078/85-88^{\circ}$, sont moins bien représentées.

Les failles E-O à ENE-OSO sont rarement visibles à l'affleurement dans la cuvette de la retenue. Toutefois, l'interprétation photo-géologique suggère la présence d'une telle faille au milieu de la zone de retenue. A cette même famille de discontinuités appartient la zone de faille régionale qui traverse la retenue tout près de son extrémité amont et la faille inverse identifiée au sud du barrage à laquelle on associe la source d'eau thermale d'Ain el Hammam.

. La retenue est traversée par cette zone de faille dans sa partie la plus reculée, à environ 1,5 km à l'amont du barrage. A cet endroit, la retenue est étroite, alors que la vallée de l'oued est toujours assez profonde et large, de sorte qu'il n'y a aucun risque de fuites de la retenue. Ci et là, des glissements pourraient mobiliser les terrains superficiels, davantage fragilisés et dégradés le long de la zone de faille, mais de tels phénomènes n'empièteraient pas sur l'aménagement. Dans ces conditions, il n'y a pas lieu d'envisager des investigations supplémentaires.

III.7. Etude Géologique Du Site Du Barrage

III.7.1. Caractéristiques géomorphologiques

Avant de déboucher dans la plaine de Magra, l'oued Soubella coule dans les gorges étroites qu'il a entaillées dans les calcaires du Miocène inférieur sur environ 300 m de longueur, suivant une direction NNE-SSO. Le choix du site s'imposait tout naturellement au droit de ce rétrécissement.

Tout au long de ce tronçon, le fond de la vallée, large de 40 à 70 m, est recouvert d'alluvions dont l'épaisseur varie entre 4 et 9 m. Des éboulis de pente de faible épaisseur se sont accumulés au pied des talus et des blocs détachés des falaises calcaires se retrouvent jusque dans le lit de l'oued.

Le profil transversal présente des talus à pendage variable selon la résistance des terrains. Des falaises dominent les parties hautes des deux rives, où affleurent les calcaires miocènes, tandis que les talus inférieurs, constitués de marnes du Crétacé et des terrains de couverture présentent des pentes nettement plus douces. On note également la dissymétrie du profil, avec une rive gauche plus raide, en raison des éboulis de pente accumulés en rive droite et des excavations réalisées en rive gauche pour le passage de la RN28.

Dans l'axe du barrage, les caractéristiques morphologiques sont les suivantes:

- Le lit de l'oued est à la cote 726,
- La dissymétrie des rives : une pente moyenne d'environ 60° en rive gauche, en gradins avec quelques falaises, comprenant les déblais qui longent la RN 28; en rive droite, la pente est d'environ 25° dans la partie centrale et de 45° dans la partie supérieure en gradins, semblable à celle en rive gauche,
- Le lit majeur est limité par des remblais côté rive gauche et par des éboulis de pente sur la rive droite,
- La largeur du fond plat alluvial est de 20 m,
- La largeur de la vallée au droit de l'axe, à la cote 776, est d'environ 180 m.

Le seul cours d'eau permanent est l'oued Soubella. Quelques cours d'eau temporaires débouchent dans le lit de l'oued en dehors de la zone des ouvrages. En amont du site du barrage, en rive gauche, un étroit talweg recoupe les basses terrasses alluviales et son propre cône de déjection. A 200 m à l'aval de l'axe du barrage, deux ravines, l'une sur la rive gauche et l'autre sur la rive droite, ont entaillé leurs thalwegs dans les calcaires miocènes en suivant l'orientation d'une faille inverse. C'est à cette faille que l'on peut associer la source d'eau thermale sulfureuse (Ain el Hammam) située à l'aval du pont.

A l'amont du site du barrage, l'oued Soubella dessine un méandre qui sape les berges de l'oued en menaçant ainsi la stabilité des formations superficielles de la rive droite où on observe quelques loupes de glissements affectant les terrains de couverture. Compte tenu du caractère superficiel et des faibles volumes potentiellement impliqués, l'impact sur l'aménagement est considéré négligeable.

III.7.2. Géologie :

A.Terrains de couverture

Les terrains de couverture, d'âge Quaternaire, sont représentés par des éboulis de pente (*ep*), des alluvions du lit (*a i a'*) et des terrasses basses (*t₁*). Accessoirement des éboulements (*e*) et des cônes d'injection de faible étendue (*c*) recouvrent localement le substratum.

Les versants dont le substratum rocheux est constitué par des marnes du Crétacé inférieur sont presque entièrement recouverts par une couche d'éboulis de pente, formée d'argiles sableuses à gravillons. Les intercalations de grès et de calcaires gréseux, plus résistants, affleurent à travers ces éboulis. Les produits issus de la désagrégation du rocher, intégrant fréquemment des blocs effondrés des falaises de calcaires, occupent les piémonts des versants. Dans la zone du barrage, l'épaisseur des éboulis de pente est comprise entre 1 et 5 m environ.

Dans le lit de l'oued, les alluvions holocènes constituent des dépôts dont l'épaisseur atteint 3,4 m jusqu'à 7,5 m. Elles sont représentées par des graviers et galets sableux, qui deviennent plus argileux et plus grossiers en profondeur. Sur la carte géologique du site du barrage sont distinguées les alluvions du lit mineur (*a*) des alluvions des hautes eaux (*a'*) limono - argileuses en surface. Dans la rives, depuis le lit jusqu'au bas des pentes, s'étalent les terrasses fluviales basses (*t₁*) formées de dépôts durs et consolidés de gros cailloux et galets qui débutent à la base par un horizon notablement argileux. Vers le haut, ces dépôts sont plus ou moins sablo-limoneux. En rive droite, la terrasse basse est presque entièrement recouverte par des éboulis de pente.

En dehors de la zone de l'aménagement, en rive gauche, le cône de déjection (*c*) a recouvert en partie la terrasse basse. A l'extrémité de la ravine, son épaisseur est voisine de 5 m et elle est représentée par des cailloux marneux, gréseux et calcaires emballés dans une matrice limono-argileuse.

Localement au pied des falaises calcaires, des amas de blocs (*e*) couvrent le substratum rocheux.

La série de terrains de couverture dans la zone du site du barrage est complétée par des remblais (*r*) constitués de cailloux et de blocs compactés pendant la construction de la route régionale 28 Setif – Magra. Ces remblais se situent au pied de la rive gauche sur toute la longueur du site du barrage. Leur épaisseur, variable, est en moyenne estimée à 7 m.

B. Substratum rocheux

Sur le site du barrage, le substratum rocheux est constitué par des sédiments marins du Crétacé inférieur dans le fond de la vallée et au pied des versants, alors que les parties hautes des deux rives sont formées de sédiments du Miocène inférieur (deuxième cycle marin) qui sont transgressifs et discordants sur le substratum sous-jacent.

Les rares affleurements des sédiments du Crétacé inférieur se trouvent en général le long des déblais de la route régionale 28 en rive gauche et, très localement, au bord de l'oued en rive droite.

A partir des reconnaissances de terrain et des connaissances actuelles, deux unités sont distinguées au niveau du Crétacé inférieur, séparées par un niveau fossile à « Polypiers ». Reconnu à l'affleurement.

En-dessous de cet horizon-repère, les sédiments sont attribués au Valanginien et sont représentés par des minces couches de grès fins, gris-vert et rougeâtre, et par quelques bancs calcaires sableux et marneux de teinte verdâtre et blanchâtre, intercalés dans les marnes grises et rougeâtres à aspect laminaire qui prédominent vers la base de l'unité.

Au-dessus de l'horizon-repère, on retrouve les sédiments attribués à l'Hauterivien, au Barrémien et à l'Aptien inf. Ils débutent par une zone large de 25 à 30 m comprenant des marnes à aspect laminaire de couleur grise, verte et brun rougeâtre avec quelques lits de grès gris brun et de calcaires sableux verdâtres. Cette partie basale est surmontée par une série d'une puissance de 7 m de grès finement lités (5 – 6 cm) de teinte jaunâtre, verdâtre et brune, puis des bancs calcaires sableux grossiers de couleur gris ocre et verdâtre. Vers le haut, la séquence continue avec une série de marnes laminaires de teinte gris verdâtre et gris foncé, contenant des intercalations plus ou moins fréquentes de grès fins gris et, par endroits, de calcaires marneux gris foncé. La série est recouverte de manière discordante par des calcaires miocènes.

Parfois, la séquence marneuse est caractérisée par la présence d'interlits de grès et/ou calcaires. Le plus souvent, il s'agit d'intercalations éparses, d'épaisseur centimétrique. Rarement, les grès ou les calcaires deviennent prédominants dans les alternances. C'est notamment le cas dans les intervalles suivants :

- grès et calcaires prédominants entre 45 et 60 m.
- grès prédominants entre 20 et 30 m
- grès et calcaires prédominants entre 60 et 72 m.

Les sédiments calcaires du Miocène inférieur forment les falaises caractéristiques des parties hautes des appuis et que l'on retrouve dans le lit de l'oued à l'aval de l'axe du barrage, jusqu'au-delà du pont. A l'exception du talus amont de la route, le contact transgressif à la base des calcaires miocènes est en général masqué par les terrains de couverture. Sur l'affleurement cité, ainsi que dans les sondages, on y remarque un horizon basal de conglomérats et de calcaires conglomératiques (m^{2a1}) de couleur ocre, dont l'épaisseur est d'environ 5 m. Vers le haut, par un passage progressif, on retrouve les bancs calcaires (m^{2a}) gris bleuâtre et gris jaunâtre, ainsi que plusieurs niveaux de calcaires marneux pseudo-bréchiques, finement lités. La série calcaire du Miocène inférieur toute entière montre des traces de karstification. Celles-ci sont localement visibles en surface.

En Rive Gauche au droit de l'axe du barrage, l'épaisseur de la série calcaire est relativement constante. En Rive Droite, la profondeur est de 80 mètres, n'a pas rencontré le contact Miocène/Crétacé.

III.7.3. Structures Géologiques

Sur le site du barrage, les structures s'inscrivent en général dans le cadre régional déjà décrit.

Fractures

La famille de fractures prédominante, plus particulièrement dans les calcaires miocènes de la rive gauche, est orientée N-S et présente un pendage presque vertical ($096/86^\circ-88^\circ$ à $275/86-88^\circ$). En rive droite, l'orientation dominante est $252/84^\circ$. Les calcaires miocènes sont débités en blocs suivant ces discontinuités, les mêmes qui limitent l'extension des formations miocènes vers l'amont.

A ces deux familles se rajoutent les deux failles inverses mentionnées ci-dessus, orientées ENE-OSO à E-O et chevauchantes vers le nord.

Une de ces failles peut être suivie sur plus de 300 m à l'aval de l'axe du barrage. Bien visible en section transversale dans le talus de la route, cette faille est d'avantage marquée par le fléchissement des couches calcaires que par une discontinuité majeure.

La seconde faille est observée sur la rive droite à l'amont du barrage, longeant le lit de l'oued, dans les sédiments du Crétacé .

III.7.4. Caractéristiques hydrogéologiques

A. Analyse des niveaux piézométriques

Notons d'abord que le niveau de l'oued au droit de l'axe est proche de la cote 726. Dans l'emprise de la retenue, le gradient du lit de l'oued est d'environ 2%.

Le complexe rocheux du site du barrage peut être considéré globalement comme un aquifère faible. Les circulations souterraines se font le long des fractures où les traces d'écoulement sont visibles (limonite sur les parois des fractures) et de karstification. La karstification, matérialisée par des cavités de dissolution développées le long des diaclases majeures, se manifeste dans l'ensemble de la série calcaire du Miocène inférieur et, en profondeur, dans les couches calcaires du Crétacé inférieur.

La position globalement très basse de la nappe est révélatrice d'un massif plus perméable que ne le laisse supposer les résultats des essais d'eau. Les fractures ainsi que la karstification des calcaires ont tendance à rabaisser ce niveau et à drainer le massif vers l'aval.

On note également, une forte diminution de l'absorption avec la profondeur. Au-delà d'une quarantaine de mètres, celle-ci descend généralement en dessous de 2 l/min/m.

Compte tenu des résultats des essais d'eau, il est impératif de projeter un voile d'injection qui permette d'assurer une fermeture hydraulique au large.

➤ Aspects géotechniques

Les unités géotechniques suivantes peuvent être distinguées dans la fondation du barrage:

- Des terrains de couverture quaternaires en grande partie meubles représentés par des alluvions en fond de vallée et des colluvions sur les pentes.

- Des roches détritiques relativement tendres représentées par une série de marnes, avec des intercalations de grès et de calcaires durs. Ces formations sont sous-jacentes aux précédentes et forment la majeure partie des appuis du barrage, ainsi que la fondation de la prise d'eau et de la galerie de dérivation et de vidange de fond.
- Des roches carbonatées dures représentées par les calcaires miocènes, qui forment principalement les parties hautes des appuis du barrage et la fondation de l'évacuateur de crues.

Les deux faciès du substratum rocheux ont des caractéristiques globalement adéquates pour la construction d'un barrage souple. Localement, des zones de faiblesse de la fondation nécessiteront un traitement spécifique pour obtenir une fondation homogène.

B. Séquence d'altération

La diversité des formations qui constituent le substratum rocheux à l'emplacement du barrage se traduit dans la profondeur et le degré d'altération météorique.

Au-dessus des marnes relativement tendres avec des intercalations de grès et de calcaires durs du Crétacé inférieur se retrouve en surface un horizon d'altération composé de cailloux et de blocs emballés dans une matrice sablo-argileuse. L'épaisseur de ces terrains de couverture ne dépasse pas dans la zone des gorges 1 à 3 m, alors qu'elle atteint environ 5 m dans la partie amont. Ces terrains superficiels surmontent une frange de rocher, parfois très friable vers la partie supérieure, caractérisé par le degré d'altération très variable. Ce rocher affleure localement dans les talus qui bordent la route au fond de l'oued. En profondeur, cette frange de fondation rocheuse a été mise en évidence tant par les sondages de reconnaissance que par les vitesses sismiques relativement faibles indiquées par la sismique réfraction. Son épaisseur atteint maximum 10 à 15 m en rive droite et jusqu'à 25 à 35 m dans le lit de l'oued et au pied de la rive gauche. Il convient de signaler que les séquences intégrant des intercalations de grès et de bancs de calcaires montrent une dégradation plus faible et moins profonde.

La qualité de la fondation s'améliore progressivement en profondeur, où l'altération est limitée aux épontes des failles et des fractures.

Le substratum dur composé de calcaires miocènes est souvent affleurant. Dans l'horizon superficiel fracturé et altéré, le réseau de fractures débite les calcaires en une série de blocs de taille décimétrique à métrique, bien emboîtés. Sous l'effet de l'altération météorique, le rocher est décoloré en surface et le long des discontinuités, les fissures et les plans de stratification montrant aussi des traces de dissolution karstique. Notons que la karstification affecte toute la séquence calcaire, elle s'étend en profondeur jusqu'à la base de cette formation, dans

le conglomérat basal, et ce dans les deux rives. Il faudra en tenir compte de voile d'injection, qui devra s'ancrer dans la formation marneuse que surmontent les calcaires.

C. Analyse des résultats des essais de laboratoire

Les résultats des essais de laboratoire et des analyses sur échantillons de substratum rocheux prélevés des carottes des sondages sont récapitulés dans les Tableau III-1 et III-2.

D. Marnes avec intercalations de grès et de calcaires durs

Les deux tableaux ci-dessous récapitulent les résultats des différents essais sur les marnes:

- La densité sèche (γ_d) des sédiments marneux varie entre 2.19 et 2.54 pour une moyenne de 2.33.
- Le poids spécifique est compris entre 2.53 t/m³ et 2.62 t/m³ pour une moyenne de 2.58 t/m³.
- La porosité moyenne est relativement forte.
- La résistance à la traction est très faible (moyenne = 3.71 bars).

Tableau III- 1: Résultats des essais de laboratoire sur les marnes du Crétacé inférieur avec intercalations de grès et de calcaires durs.

Sondage	Profondeur	Rc Nat	Rc Sat	Rt Nat	Rt Sat	Densités	
N°						γ_d	γ_h
	M	bars	bars	bars	Bars	t/m ³	t/m ³
S102	13.14 - 13.40	-				2.4	2.5
	16.67 - 16.99	-		25			
	27.00 - 27.24	21.5				2.34	2.47
	39.00 - 39.34			0.8	0.7		
S103	9.14 - 9.68	53.7				2.37	2.43
	18.40 - 18.66	-				2.3	2.45
	26.80 - 27.00	17.6				2.19	2.25
	27.10 - 27.33	-		1.4			
	45.30 - 45.69	31.2				2.42	2.52
	45.60 - 46.78	-		0.8			
S104	12.60 - 12.80	15				2.3	2.44
	17.60 - 17.80	-				2.32	2.44
S105	9.10 - 9.44	-				2.32	2.47
	13.50 - 13.86	-				2.31	2.45
	14.08 - 14.55	22.1	2.1			2.31	2.45
	16.15 - 16.50	-		0.9			
	19.50 - 20.50	21.5	3.6			2.22	2.39
	26.59 - 26.87	-				2.39	2.6
	32.50 - 32.82	-				2.28	2.45
	36.00 - 36.34	21.3	5.2			2.29	2.44
	39.72 - 40.10			1.6	0.4		
	42.58 - 42.78	51.2				2.27	2.46
S106	6.70 - 7.05	11.2				2.22	2.4
	11.00 - 11.45	-		0.7			
	17.53 - 18.00	-				2.51	2.64
	21.30 - 21.80	75.2				2.38	2.45
	23.30 - 23.95	86				2.29	2.49
	26.00 - 26.40			1.4			
S107	12.42 - 12.63	73.5				2.54	2.63
	15.55 - 15.07	-				2.33	2.44
	27.55 - 27.73	-				2.36	2.63
	32.32 - 32.64	-		0.8			
Minimum		11.2	2.1	0.7	0.4	2.19	2.25
Moyenne		38.5	3.7	3.7	0.6	2.33	2.47
Maximum		86	5.2	25	0.7	2.54	2.64
Ecart type		26.1	1.5	8	0.2	0.08	0.09

E. Calcaires du Miocène

Le Tableau III-2 reprend tous les essais effectués sur des échantillons de calcaires du Miocène.

On constate que:

- Le poids spécifique et la densité naturelle sont élevés, avec des valeurs moyennes respectives de 2.68 et 2.61 t/m³,
-
- La résistance à la compression simple de ces calcaires est en moyenne relativement élevée ($R_c = 501$ bars). Elle varie entre les valeurs extrêmes de 208 et 752 bars,

La résistance à la traction est en moyenne de 41 bars avec des valeurs extrêmes de 26 et 60 bars.

Tableau III- 2: Résultats des essais de laboratoire sur les calcaires du Miocène

Sondage	Profondeur	Rc Nat	Rt Nat	Densités	
				γ_s	γ_h
N°	m	bars	bars	-	t/m3
S201	9.17 - 9.68	481.4	-	-	2.68
	22.64 - 23.00	587.6	-	-	2.61
	42.26 - 48.84	608.2	-	-	2.62
S202	10.70 - 11.20	429.1	-	-	2.69
	27.40 - 27.75	349.8	-	-	2.62
	45.20 - 45.45				2.34
S203	4.84 - 4.96	604	-	-	2.67
	15.00 - 19.80	208.2	-	-	2.63
	28.43 - 38.78	752.3	-	-	2.64
	38.48 - 38.78	442.5	-	-	2.61
	49.23 - 49.54		-	-	2.44
S204	20.56 - 21.00	404.3	-	-	2.62
	31.25 - 31.52	745.8	-	-	2.6
	41.39 - 51.68				2.37
S301	1.50 - 1.87	498.4		2.67	2.63
	10.00 - 10.50	-	-	-	-
	16.00 - 16.34	498.6	36.6	2.66	2.48
	27.00 - 27.39	330.4	40	2.7	2.43
	30.00 - 30.30	-	-	-	-
S203	3.31 - 3.95	-	-		-
	6.90 - 7.21	676.8	43.1	2.68	2.63
	11.45 - 11.74	-	-	-	-
	13.78 - 14.09	349	60.2	2.68	2.64
	21.55 - 21.93	554.1	26.6	2.71	2.68
	24.78 - 25.09	-	-	-	-
Minimum		208.2	26.6	2.66	2.43
Moyenne		501.2	41.3	2.68	2.61
Maximum		752.3	60.2	2.71	2.69
Ecart type		151.2	12.2	0.02	0.08

F. Zonage géotechnique

Compte tenu des considérations précédentes, des observations de terrain et des résultats des investigations, on peut individualiser plusieurs unités géotechniques, caractérisées ci- dessous.

G. Terrains de couverture

Il convient de distinguer entre les colluvions, d'une part, et les alluvions, d'autre part.

➤ Colluvions et marnes complètement altérées

Ces matériaux sont présents au-dessus du substratum marneux. L'épaisseur moyenne est de l'ordre de 2 m mais peut atteindre localement 5 m dans la partie amont. Peu consolidés et érodables, avec une déformabilité globalement élevée et irrégulière, ils devront être décapés sous l'emprise du barrage.

➤ Alluvions

Les alluvions récentes, seules présentes dans la zone du barrage, forment dans le lit de l'oued un dépôt continu dont l'épaisseur moyenne est de 5 m. Ces matériaux sont davantage présents sous la recharge amont de barrage. Dans les limites de sollicitation attendues, ils sont relativement peu déformables. En revanche, la perméabilité est variable, les valeurs mesurées ou estimées à partir de la granulométrie étant comprises entre 10^{-4} et 10^{-8} m/s.

➤ Substratum rocheux

Une première distinction est de nature lithologique et stratigraphique, entre les assises à prédominance marneuse du Crétacé, d'un côté, et les calcaires miocènes, de l'autre. Comme il a été déjà dit, les formations crétacées marneuses comportent localement des intercalations de grès et de calcaires. A l'échelle de l'emprise du barrage, ce sont les marnes qui gouvernent les caractéristiques d'ensemble.

Chacune des deux unités litho stratigraphiques présente un zonage géotechnique vertical, dépendant du degré d'altération et de fracturation.

➤ Marnes très altérées à modérément altérées et décomprimées

Il s'agit de l'horizon supérieur du substratum marneux. Son épaisseur est estimée en moyenne entre 5 et 7 m, atteignant localement 10 à 12 m. La décompression proche de la surface oblitère la fracturation du rocher,

c'est pourquoi le premier terme semble mieux définir cet horizon. Ces matériaux ont des caractéristiques mécaniques médiocres.

La perméabilité est variable, localement élevée. Ces terrains seront excavés avec des moyens mécaniques, pour la plupart sans difficulté.

➤ **Marnes saines ou peu altérées et fracturées**

Le toit de cet horizon se situe à des profondeurs très variables, comprises entre 10 et 35 m. Déterminée par des essais de laboratoire, la résistance en compression est très variable. Pour la matrice intacte, une valeur moyenne de 5 MPa peut être retenue. La perméabilité est globalement faible. Calcaires fracturés, peu altérés.

C'est la frange superficielle des calcaires, dont l'épaisseur est comprise généralement entre 3 et 10 m. Comme le montre la dénomination, l'altération est faible car, même à l'affleurement, l'altération météorique est généralement limitée le long des fissures.

➤ **Calcaires sains ou peu fracturés et altérés**

Ce type de massif rocheux sera rencontré en particulier dans les fouilles de l'évacuateur de crues et dans la partie aval de la galerie de dérivation. Ce sont également les matériaux qui seront exploités en carrière. Les caractéristiques mécaniques sont très bonnes, de sorte que l'emploi d'explosifs est obligatoire. En revanche, ils sont caractérisés par un écoulement souterrain typique des massifs karstifiés.

III.7.5. Géologie des ouvrages annexes

Il convient de noter que le choix de l'emplacement des ouvrages n'est pas dicté par les conditions géologiques, sensiblement similaires dans les deux rives.

A. Evacuateur de crues

L'emplacement de l'évacuateur de crue est prévu en Rive Gauche. Il sera entièrement fondé dans les calcaires miocènes.

Plusieurs sondages carottés ont été forés le long du tracé ou à proximité: S6, S9, S203, S301 et S302. Il n'y a pratiquement pas de terrain de couverture, l'altération météorique est limitée aux fractures, certaines karstifiées. Le degré de fracturation est généralement modéré à faible. Dans la partie haute, du fait du desserrement au voisinage de la falaise, la fracturation est légèrement plus marquée.

B. Galerie de dérivation provisoire et vidange de fond

Cette galerie sera excavée en Rive Droite. Après un premier tronçon amont incurvé pour rentrer dans le massif, elle suivra une direction subméridienne. La couverture est toujours inférieure à 100 m.

Plusieurs sondages carottés ont reconnu le tracé du tunnel: S101, S401, S202, S5, S7 et S108. La galerie rencontrera essentiellement des marnes du Crétacé, sauf pour la partie aval, où l'on peut anticiper environ 50 mètres de calcaires.

La série marneuse est étanche en grand. Il n'y a pas d'élément permettant d'anticiper des difficultés majeures liées aux eaux souterraines. Le contact entre les calcaires miocènes et les marnes crétacées pourrait canaliser des arrivées d'eau, temporairement et localement significatives à la suite d'évènements pluvieux intenses.

C. Prise d'eau

Cet ouvrage est situé en Rive Droite. Il sera entièrement fondé dans le massif marneux.

Le sondage S401 a été foré dans la zone de l'emplacement prévu. Il a rencontré sur les 20 premiers mètres des terrains de qualité médiocre, représentés par des argiles et des marnes complètement altérées. La qualité du massif rocheux s'améliore nettement en profondeur. Il est composé majoritairement de marnes grises à noirâtres, très indurées.

Notons que la partie superficielle, ayant de faibles caractéristiques mécaniques, sera de toutes les façons excavée, l'encastrement de l'ouvrage se faisant dans le bon rocher.

III.8. Conclusions

La zone d'étude appartient au bassin du Hodna, où elle occupe la périphérie ouest de l'anticlinal de Boutaleb. La zone est caractérisée par les extrusions typiques de la tectonique salifère. Les sédiments jurassiques et crétacés, à prédominance marneuse, plissés, ont été recouverts par des calcaires lors de la transgression du Miocène inférieur.

Les principales directions des fractures sont NO–SE et E-O.

Les conditions géologiques se révèlent favorables à la création d'une retenue. L'étanchéité des terrains dans la zone de retenue sera assurée à la fois par les terrains de couverture, principalement argileux, et par les sédiments marneux sous-jacents.

Du point de vue de la géologie, le site du barrage de Soubella ne présente pas de difficultés insurmontables. L'analyse des caractéristiques géologiques et géotechniques a montré que les terrains sont stables et favorables à la réalisation d'un barrage.

Les reconnaissances effectuées révèlent, tant d'un point de vue topographique que géologique et géotechnique, un site sur lequel pourra être projeté sans difficultés majeures un ouvrage souple du type barrage en terre avec noyau étanche. L'évacuateur de crues sera projeté en rive gauche dans les calcaires miocènes sans difficultés particulières. La dérivation provisoire sera excavée en tunnel sous la rive droite.

Des fouilles d'ampleur modeste seront nécessaires pour atteindre un niveau de fondation avec des caractéristiques mécaniques convenables pour un remblai.

Les matériaux de construction de qualité satisfaisante et en quantité largement suffisante sont disponibles à proximité du barrage pour couvrir les besoins d'un ouvrage souple avec l'ensemble de ses ouvrages annexes.

Chapitre VI :
Présentation de logiciel
ROCSCIENCE

IV.1. Introduction

Ce logiciel est construit sur la base de la méthode des éléments finis qui traite les problèmes de géotechnique, facile à l'employer, il est destiné aux ingénieurs pour trouver les solutions sûres et accessibles dans la roche et le sol.

ROCSCIENCE 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 utilisée comme un module autonome[7].

IV.2. Paramètres du projet

La boîte de dialogue Paramètres du projet est utilisée pour configurer les principaux paramètres d'analyse pour votre modèle, comme les unités de mesure, les méthodes d'analyse de stabilité et des eaux souterraines...etc.

Les Paramètres du projet sont organisés en plusieurs pages qui sont accessibles en sélectionnant le nom de la page dans la liste à gauche de la fenêtre (par exemple général, méthodes, Groundwater, etc.)

Sur la page Général, assurez-vous que l'option unités. Cela détermine les unités de longueur, le temps et l'unité de perméabilité qui sont utilisées dans les analyses. [7].



Analysis → Project Setting.

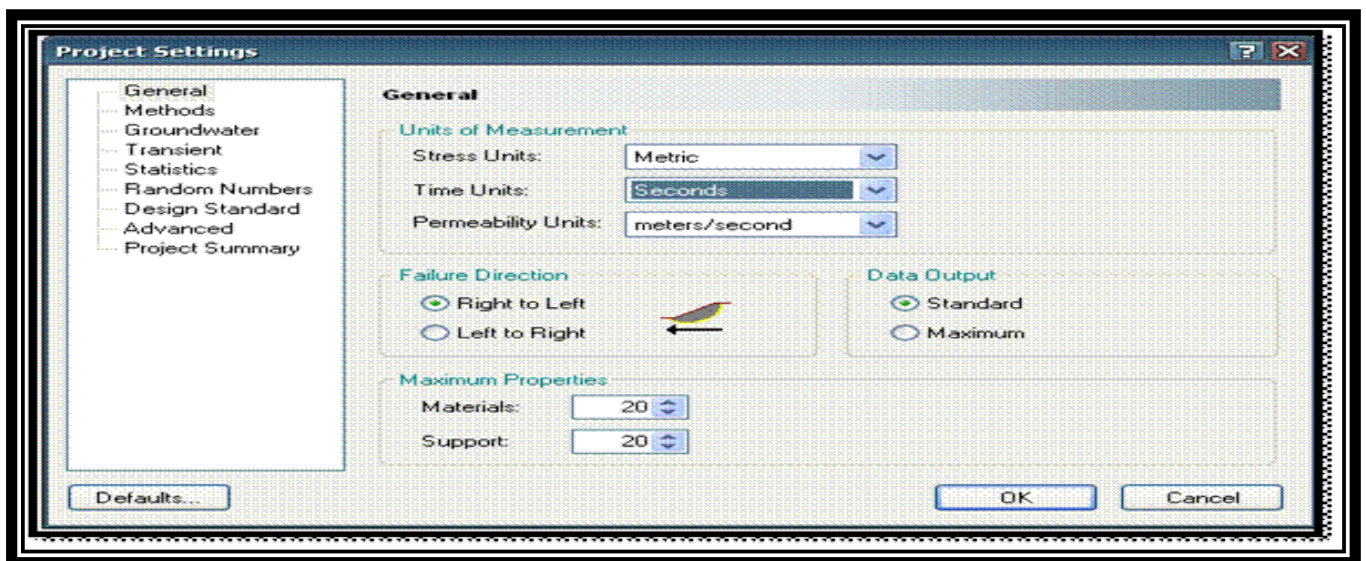


Figure IV- 1: Boîte de dialogue des paramètres du projet «Project Settings » [7].

IV.1. Discrétisation Géométrique



Entering Boundaries

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

- Les segments supérieurs de la frontière externe représentent la surface de la pente que vous analysez.
- La gauche, à droite et à des degrés inférieurs de la frontière externe sont arbitraires et peuvent être 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. [7].



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. 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.

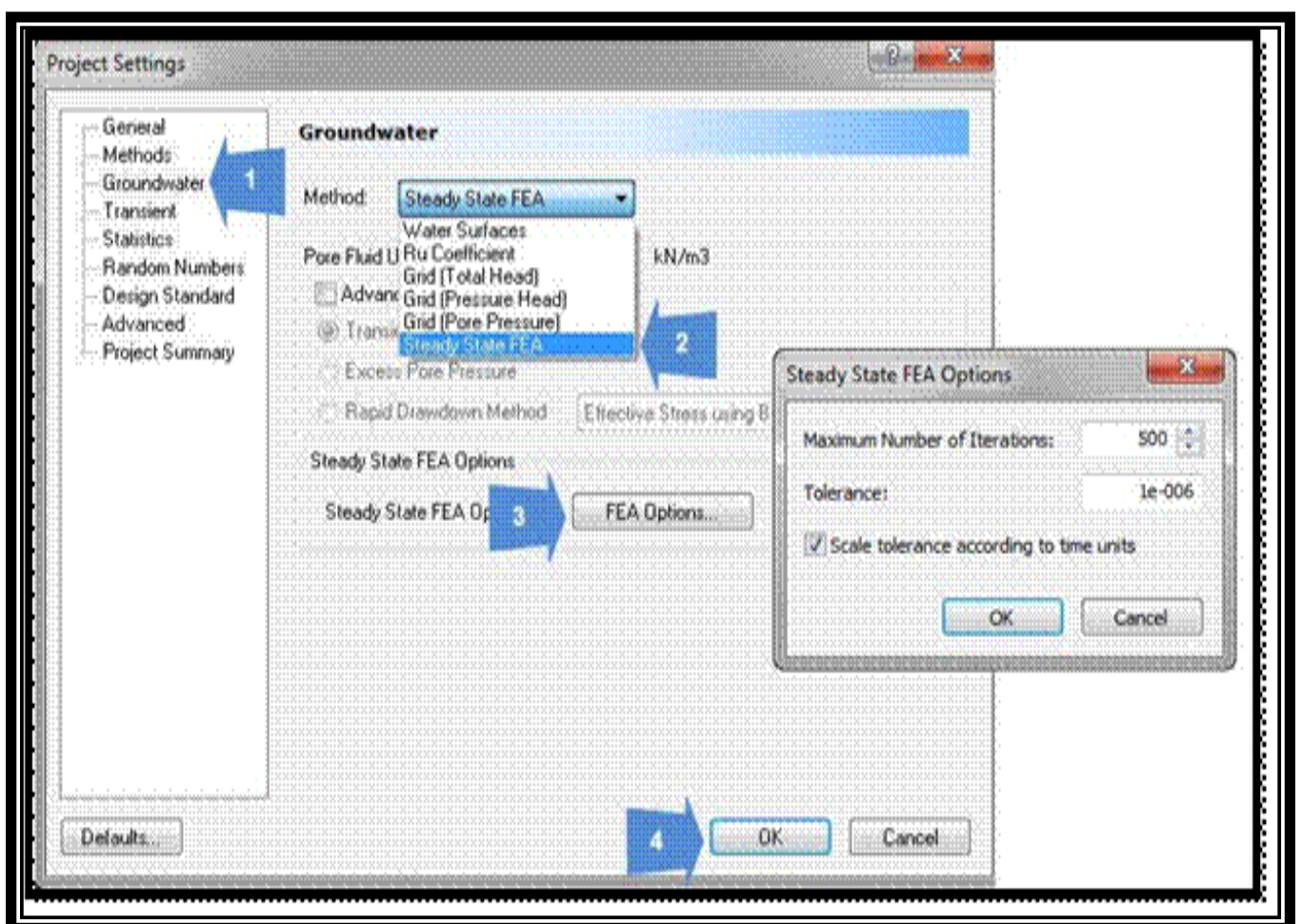
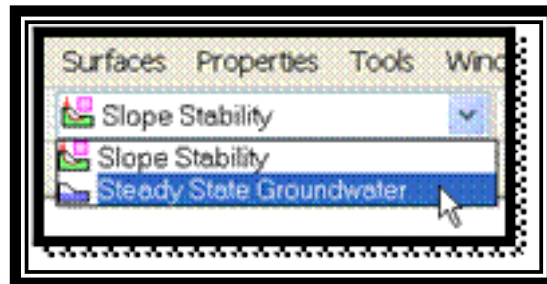


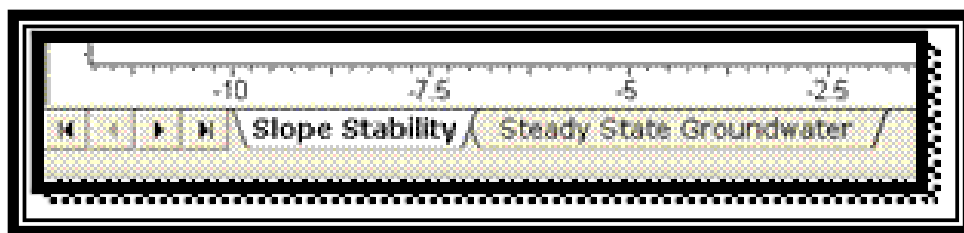
Figure IV- 2: Activation de l'analyse l'état des eaux souterraines sur ROCSCIENCE. [7].

IV.3. 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 ROCSCIENCE. Cela nous permet de basculer entre les deux modes d'analyse différents du programme ROCSCIENCE 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.4. Maillage :



Mesh

L'analyse de l'eau souterraine en ROCSCIENCE 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

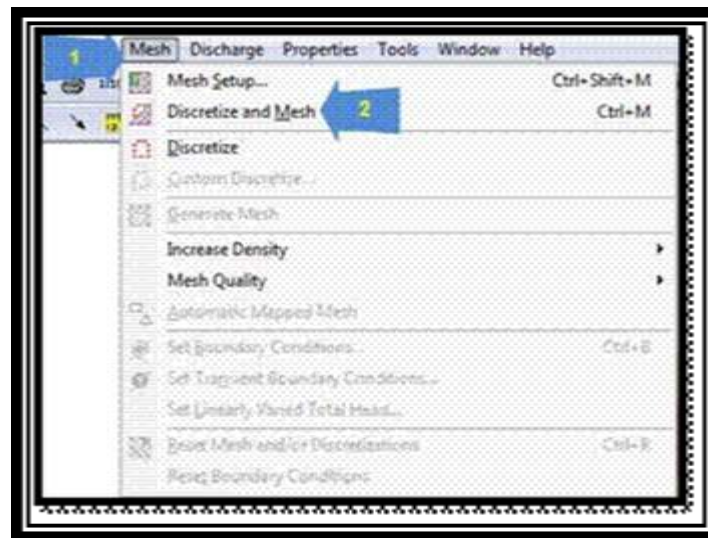


Figure IV- 3: Dialogue pour définir le maillage des éléments finis pour l'analyse des eaux souterraines.

IV.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.

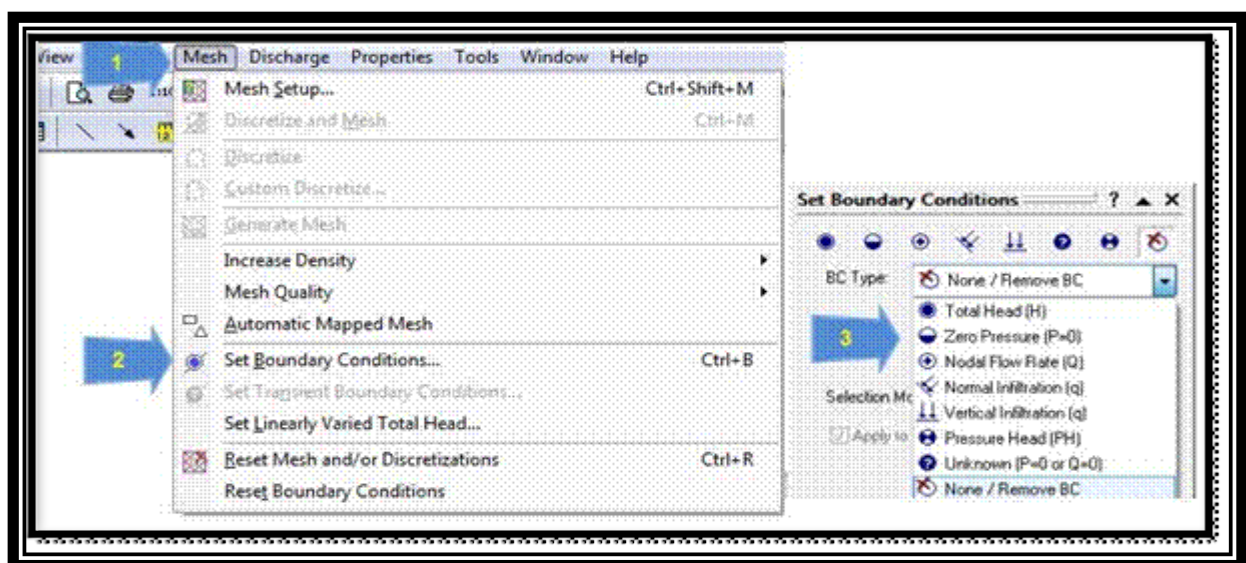


Figure IV- 4: Dialogue permettant d'affecter les conditions aux limites. [7].

IV.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.

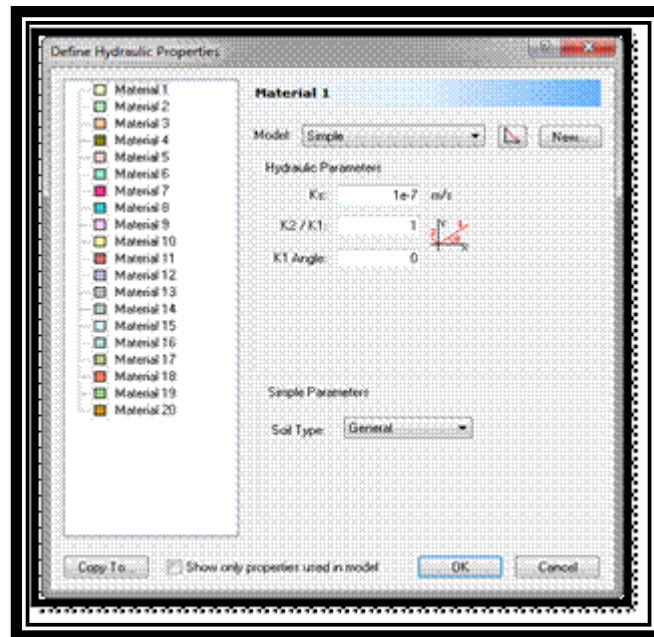
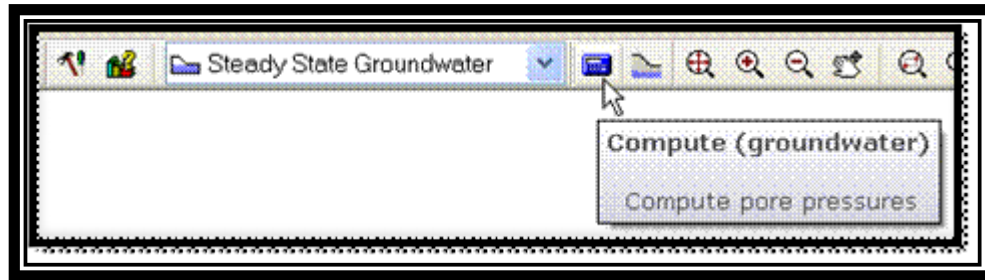


Figure IV- 5: Dialogue pour définir des propriétés hydrauliques.

IV.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 ROCSCIENCE 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. Le moteur d'analyse de l'eau souterraine dans ROCSCIENCE 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.8. Interprétation des résultats de l'infiltration

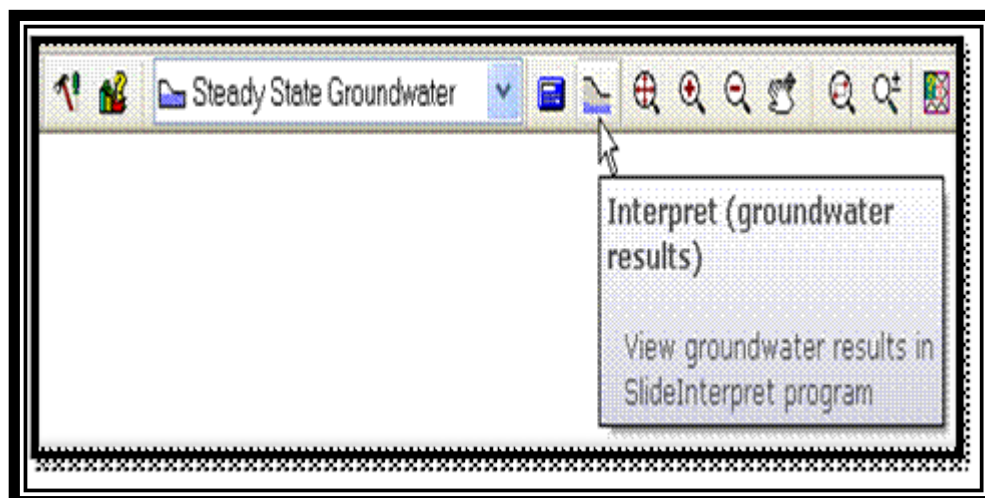
Les résultats d'une analyse des eaux souterraines est considérés avec le ROCSCIENCE Interpréter programme, en utilisant les options dans le menu de l'eau souterraine.

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 ROCSCIENCE programme interpréter.

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

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



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.9. Analyse de stabilité

Déclaration de propriétés des matériaux



Properties → Define Materials

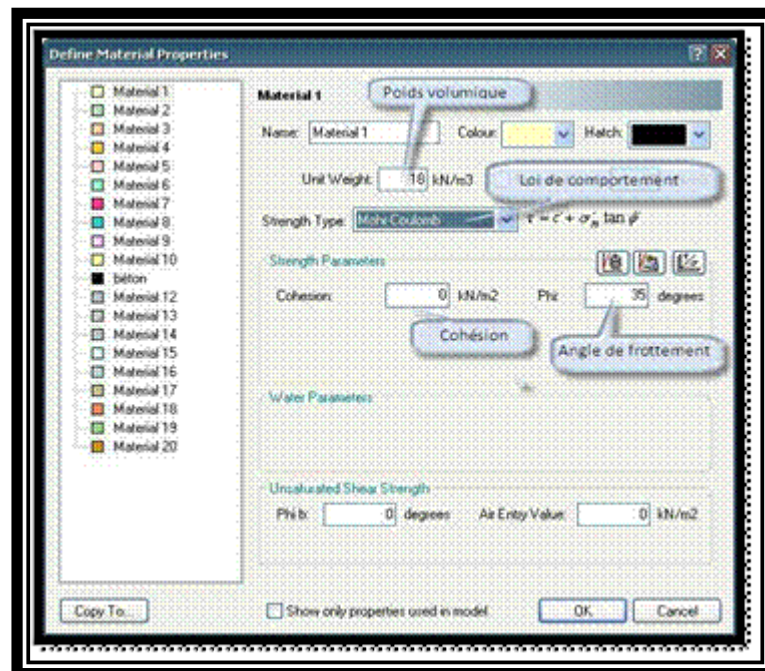


Figure IV- 6: Boîte de dialogue Propriétés des matériaux Définir.

IV.10. 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 :

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

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)

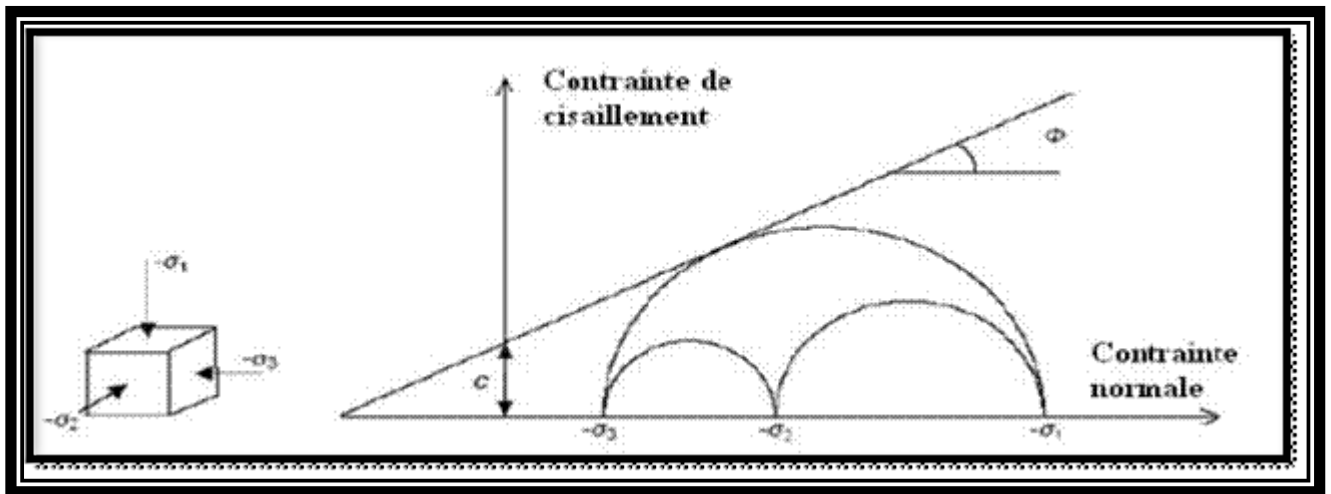


Figure IV- 7: Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

IV.11. Les méthodes d'analyse

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



Analysis → Project Settings



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

IV.12. Surfaces de glissement

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

Grilles des centres de glissement peuvent être définis par l'utilisateur (Add Grid)) ou automatiquement créé par ROCSCIENCE (Auto Grid). [7].



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.

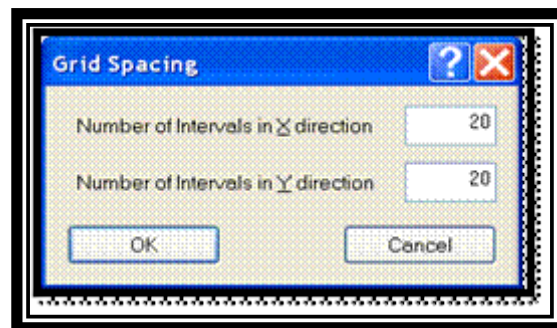


Figure IV- 9: Grille de dialogue Espacement.

IV.13. Exécution des analyses de stabilité



Analysis → Compute

Le moteur de calcul de ROCSCIENCE 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.14. Interpréter des résultats de l'infiltration

Pour voir les résultats de l'analyse :



Analysis → Interpret

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

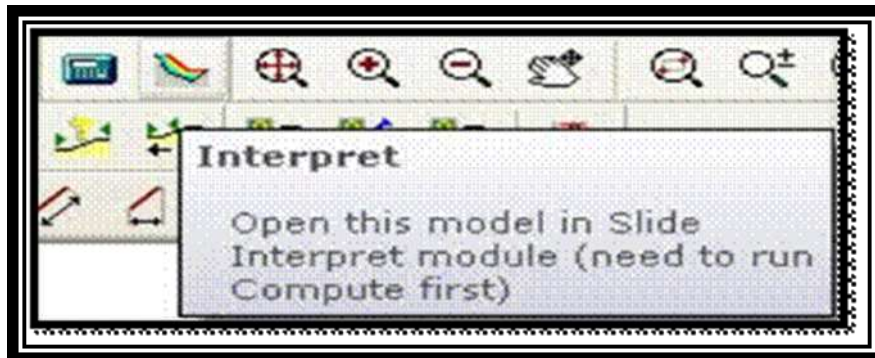


Figure IV- 10: Résultats de la grille de recherche.

Par défaut, quand un fichier d'ordinateur est d'abord ouvert dans la ROCSCIENCE 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.15. Conclusion

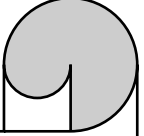
Après avoir défini et expliqué comment l'utiliser, nous constatons que le programme est simple et constitue un moyen d'effectuer un contrôle de la stabilité de barrage en un minimum de temps et d'effort .

belkheir messaoud etude de stabilité d'un barrage en terre a zones
cas barrage ain zada, b.b. arreridj ; memoire master université mohamed boudiaf - m'sila
-Algérie, 2015.

MEMOIRE MASTER Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Toutriel du logiciel *ROCSCIENCE SLIDE 6.0*.

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



Chapitre V

Etude de stabilité par l'outil numérique ROCSCIENCE

V.1. Introduction

L'étude de stabilité de la digue et de sa fondation permet de valider les pentes des talus de l'ouvrage, et la longueur des différentes risbermes.

Pour cela l'étude de stabilité détermine les facteurs de sécurité du barrage projeté, pour les divers cas de charge de dimensionnement.

L'étude s'attache à démontrer que ces facteurs, issus de différents calculs, sont supérieurs ou égaux aux recommandations internationales et aux règles de l'art en la matière.

Les applications de vérification de stabilité dans les profils choisis correspondent à de différentes zones du barrage. Ces choix sont en fonction de l'évolution géologique et géotechnique des matériaux de fondation notamment :

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

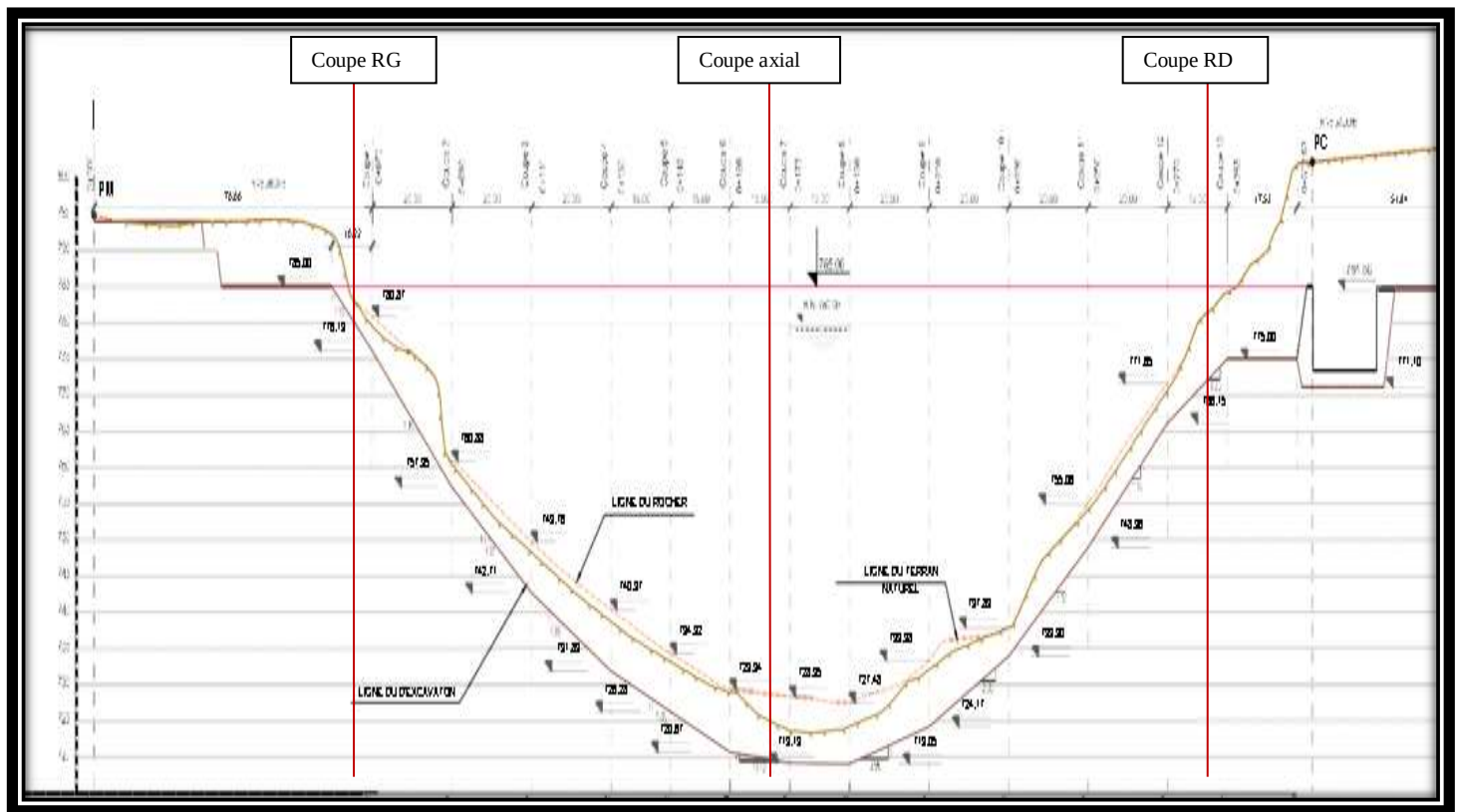


Figure V- 1: Position Coupes-types étudiée.

V.2. Méthodologie suivie

Une fois les paramètres géomécaniques connus et les paramètres géométriques du barrage fixés, une première série de calculs est effectuée pour des cas de charges statiques (fin de construction, service normal à la RN et vidange rapide depuis la RN). [1]

V.3. Définition de la coupe-type étudiée

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

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

La Tableau V-1 : récapitule les paramètres géométriques de la coupe-type, qui sont illustrés sur la Figure V-2 : (issue du logiciel SLIDE).

Tableau V- 1: Paramètres géométriques de la coupe-type étudiée

Fondation		Crête du barrage	
Niveau TN	728 m NGA	Largeur totale en crête	10 m
Niveau fondation	722 m NGA	Niveau de la crête	785 m NGA
Pente discontinuité Marne/Calcaire	3 -	Noyau argileux	
Position par rapport à l'axe	60 m	largeur en crête	10 m
Pente excavations alluvions	2 -	Pente (am& av)	0.21 -
Rip Rap amont - partie haute		Filtres + drains	
Epaisseur normale	1 m	largeur	5m
Pente	3 -	Parement aval	
Risberme amont intermédiaire		Pente	2.5 -
Largeur	10 m	Risberme aval intermédiaire1	
Niveau	755 m NGA	largeur	5 m
Batardeau amont		niveau	755 m NGA
Pente amont	2.5 -	Risberme aval intermédiaire2	
Pente aval	2 -	largeur	10 m
Noyau externe du batardeau		niveau	735 m NGA
Amont		Batardeau aval	
Largeur	5 m	Pente amont	2.5 -
Pente amont	2.8 -	Pente aval	2.5 -
Pente aval	2.5 -	niveau	728 m NGA
Surcharge amont		largeur	5 m
Largeur	30 m		
niveau	745 m		
pente amont	3 -		

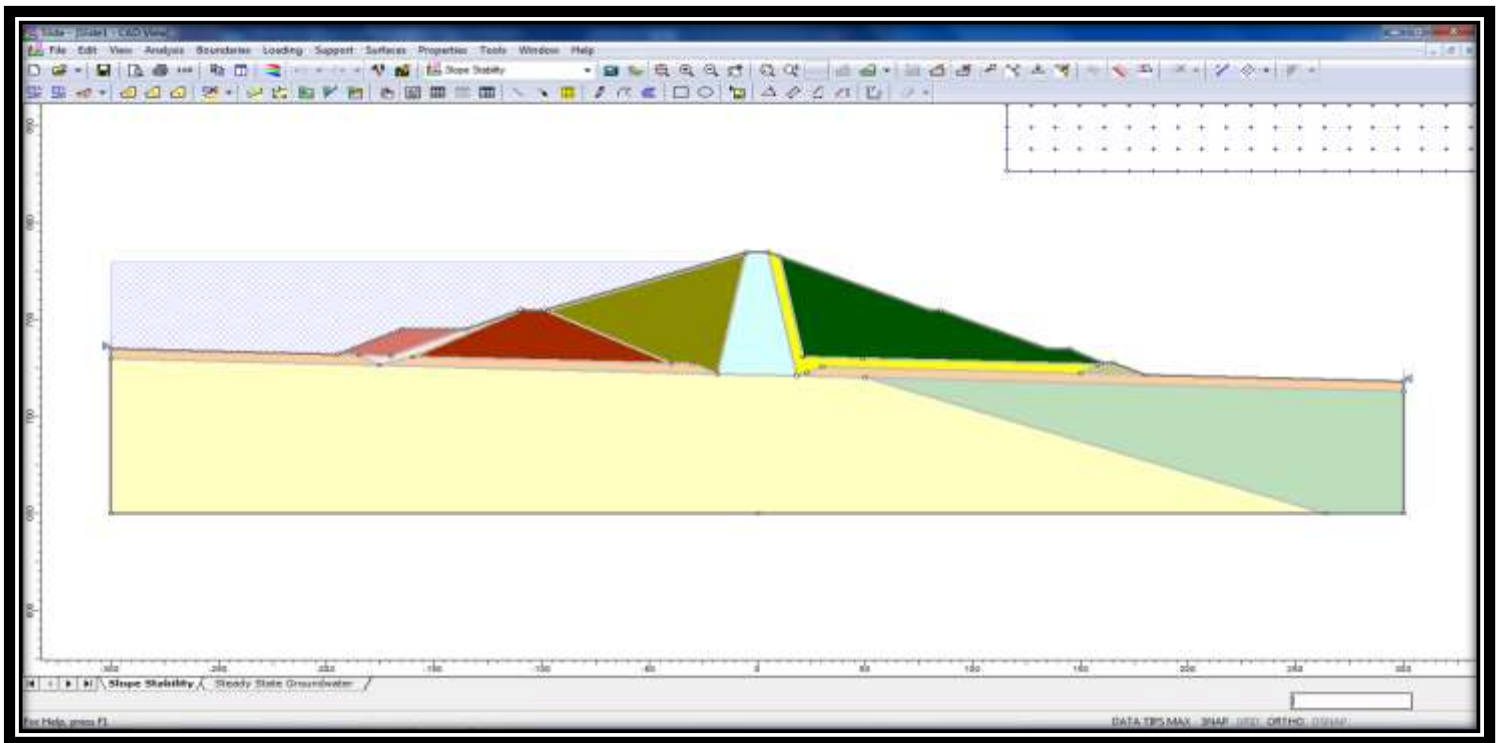


Figure V- 2: Coupe-type étudiée.

V.4. Calculs statiques :

V.4.1. Méthodologie :

Le problème de la stabilité d'un massif se résout par les méthodes d'équilibres limites, encore appelées méthodes de calcul à la rupture. Ce problème peut par ailleurs être analysé soit en contraintes totales, soit en contraintes effectives. C'est cette dernière méthode qui est le plus couramment employée et qui est utilisée dans cette étude. Elle nécessite de faire des hypothèses sur le régime de percolation (fin de construction, régime permanent, vidange rapide) [6].

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

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

- le coefficient de sécurité est défini par :

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

$\tau_{\max}$: Résistance en cisaillement mobilisable le long de la ligne de rupture.

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

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

V.5. Définition des cas de charges :

V.5.1. Cas de fin de construction :

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

En fin de construction, les pressions interstitielles dans la digue et la fondation, dues aux surcharges des remblais, sont encore élevées, notamment dans les matériaux imperméables, ce qui réduit leur résistance au cisaillement. Ce phénomène de génération de pression interstitielle à court terme est pris en compte dans les analyses de stabilité par un coefficient noté r_u , qui relie la valeur de la pression interstitielle en un point à la surcharge des remblais par l'équation [6]:

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

où :

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

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

V.5.2. Cas du régime permanent à la RN :

Ce cas correspond à l'établissement du régime hydraulique interne permanent pour un plan d'eau à la cote de la retenue normale (RN), soit 780.00 m NGA.

Les pressions interstitielles dans le remblai et dans la fondation sont indépendantes des contraintes dans le sol et ne dépendent que des conditions aux limites hydrauliques [1].

V.5.3. Cas de la vidange rapide :

Le cas de vidange rapide correspond à la descente du plan d'eau amont depuis la cote 780.00 m NGA de la RN jusqu'à la cote 728 m NGA du terrain naturel.

La variation du niveau d'eau dans le réservoir est suffisamment rapide pour que la pression interstitielle dans les remblais n'ait pas le temps de se dissiper complètement. C'est le cas de remblais imperméables ou semi imperméables lorsque la retenue descend de quelques dizaines de centimètres par jour [1].

Ce phénomène est modélisé en reliant la variation de pression interstitielle à celle du niveau d'eau au-dessus du point considéré par l'équation [6] :

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

où :

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

Un coefficient $\bar{B}$ égal à 1 est le cas le plus conservatif, c'est cette valeur qui est habituellement prise pour les matériaux non drainants. Une valeur égale à -1 est un artefact de calcul et signifie que le matériau est parfaitement drainant (la pression finale en un point du matériau est égale à la colonne hydrostatique à ce même point) [6].

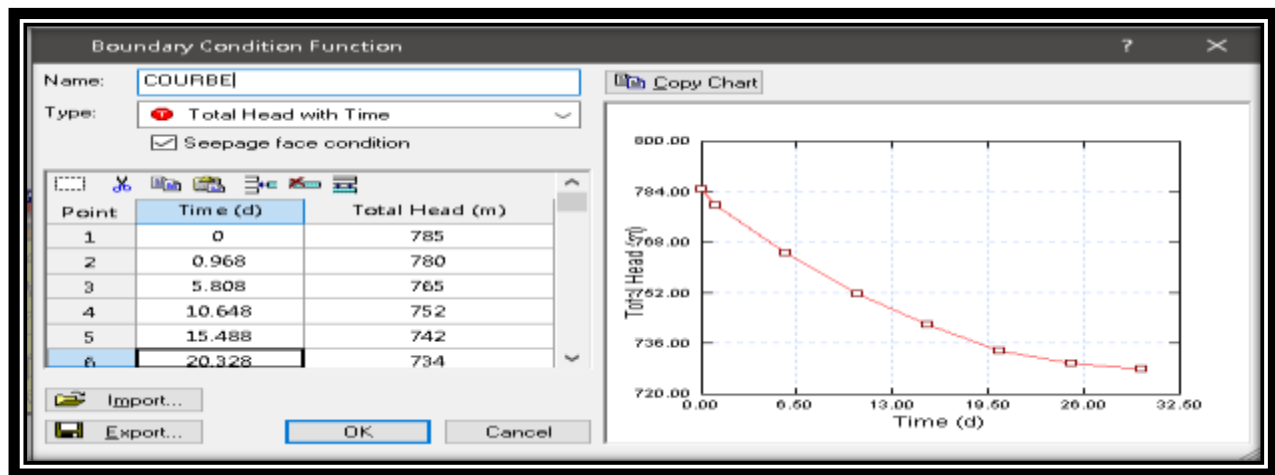


Figure V- 3: courbe de vidange rapide.

V.6. Définition des critères de dimensionnement :

Le Tableau V-2 ci-dessous indique, pour chacun des cas de charges précédents, le coefficient de sécurité minimal à atteindre, correspondant aux recommandations internationales et aux règles de l'art [2], [9] :

Tableau V- 2: Coefficients de sécurité en fonction des cas de charge

Définition du cas de charge	Valeur minimale du coefficient de sécurité
Fin de construction	1.3
Régime permanent, RN 780.00 m NGA	1.5
Vidange rapide depuis RN jusqu'à 728 m NGA	1.2

V.6.1. Caractéristiques des matériaux

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

Ces données sont issues des reconnaissances géologiques et des essais géotechniques présentés dans le Mémoire Descriptif.

Tableau V- 3: Caractéristiques de la fondation

	N°	c'	ϕ'	γ_h	γ_s	ru	B
Fondation marneuse	1	3	25	2.2	2.2	0.4	1
Fondation calcaire	2	500	45	2.2	2.25	0	1
Fondation alluvionnaire	3	0	32	2	2	0.2	1

Tableau V- 4: Caractéristiques des matériaux du barrage

	N°	c'	ϕ'	γ_h	γ_s	ru	B
Surcharge amont	1	1	30	2	2.1	0.25	1
Batardeau amont	2	1	30	2	2.1	0.25	1
Noyau externe	3	2.5	21	1.9	2	0	1
RipRap	4	0	45	2	2.3	0	-1
Recharge amont	5	1	33	2	2.1	0.25	1
Noyau argileux	6	2.5	21	1.9	2	0.5	1
Filtres & drains	7	0	40	1.9	2.2	0	-1
Recharge aval	8	1	33	2	2.1	0.25	1

V.7. Résultats obtenus :

V.7.1. Pour Plus grande hauteur : profil axial du barrage :

A- Cas de fin de construction :

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

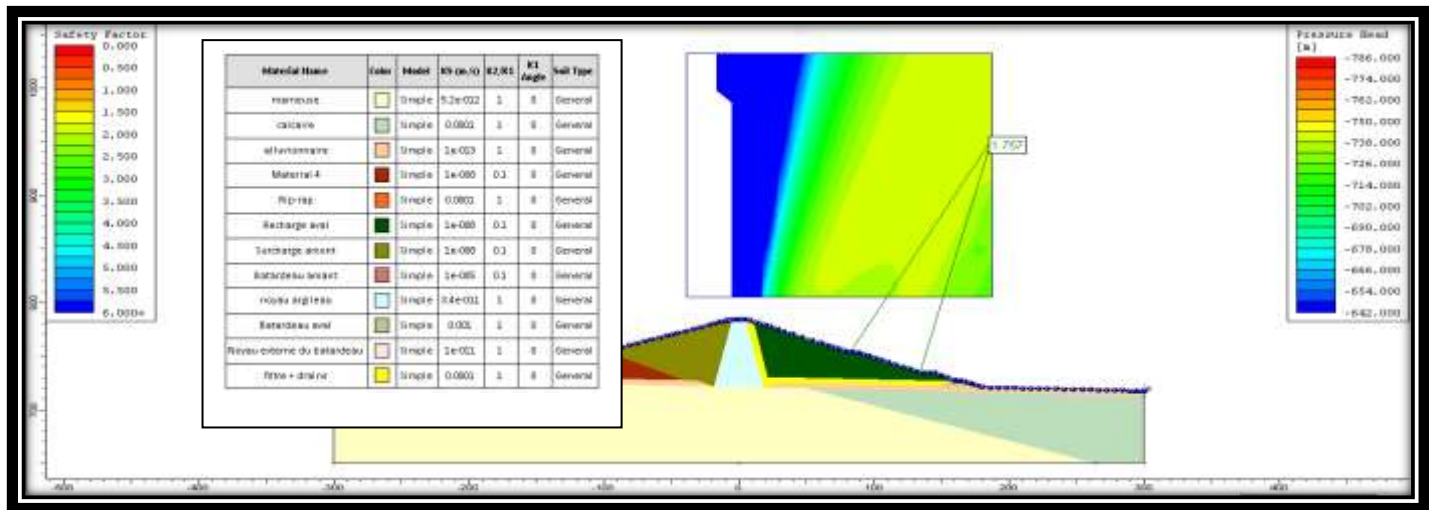


Figure V- 4: Zones favorables par le glissement circulaire, cas FC.

B- Cas du régime permanent à la RN :

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

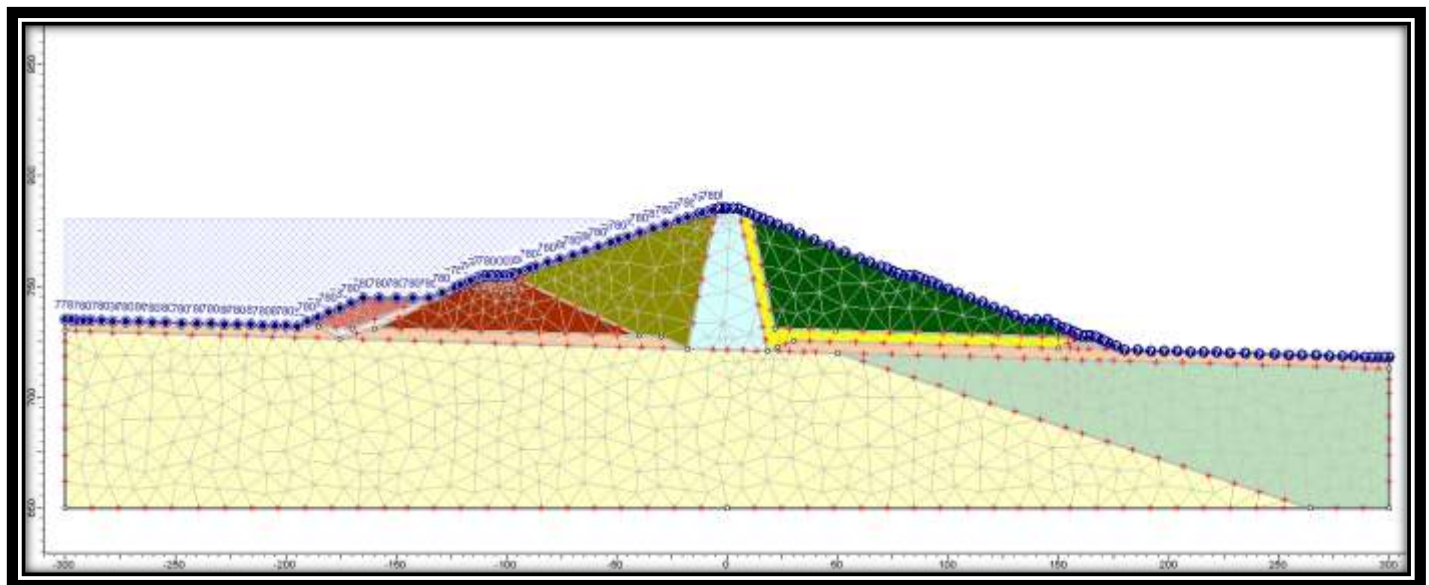


Figure V- 5: Génération du maillage avec des éléments triangulaires à 14 nœuds.

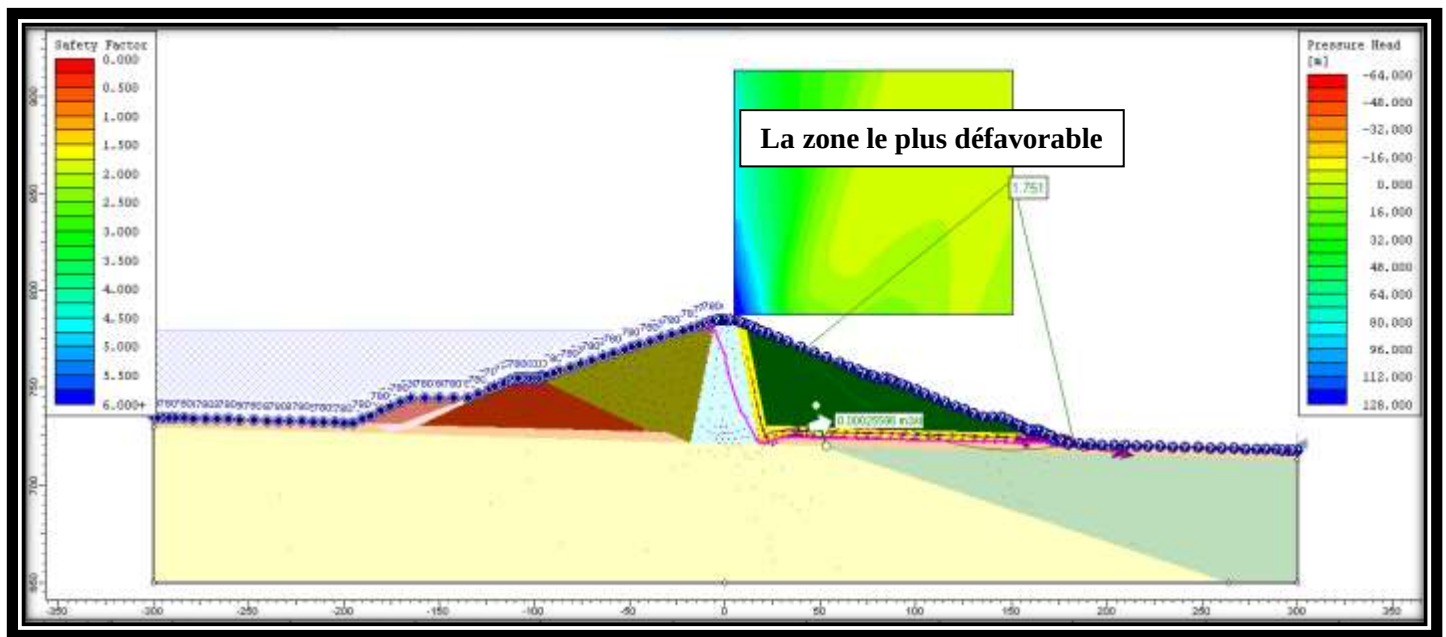


Figure V- 6: Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation, cas RN.

C- 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.

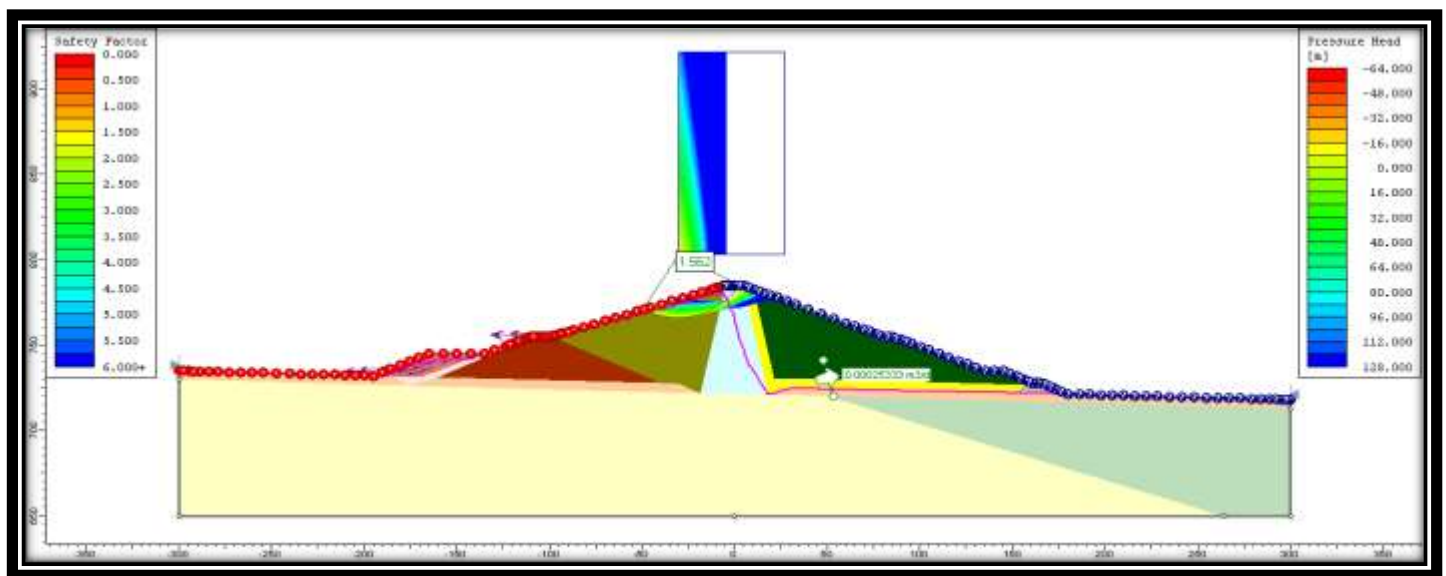


Figure V- 7 : Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation, cas Vidange rapide en amont.

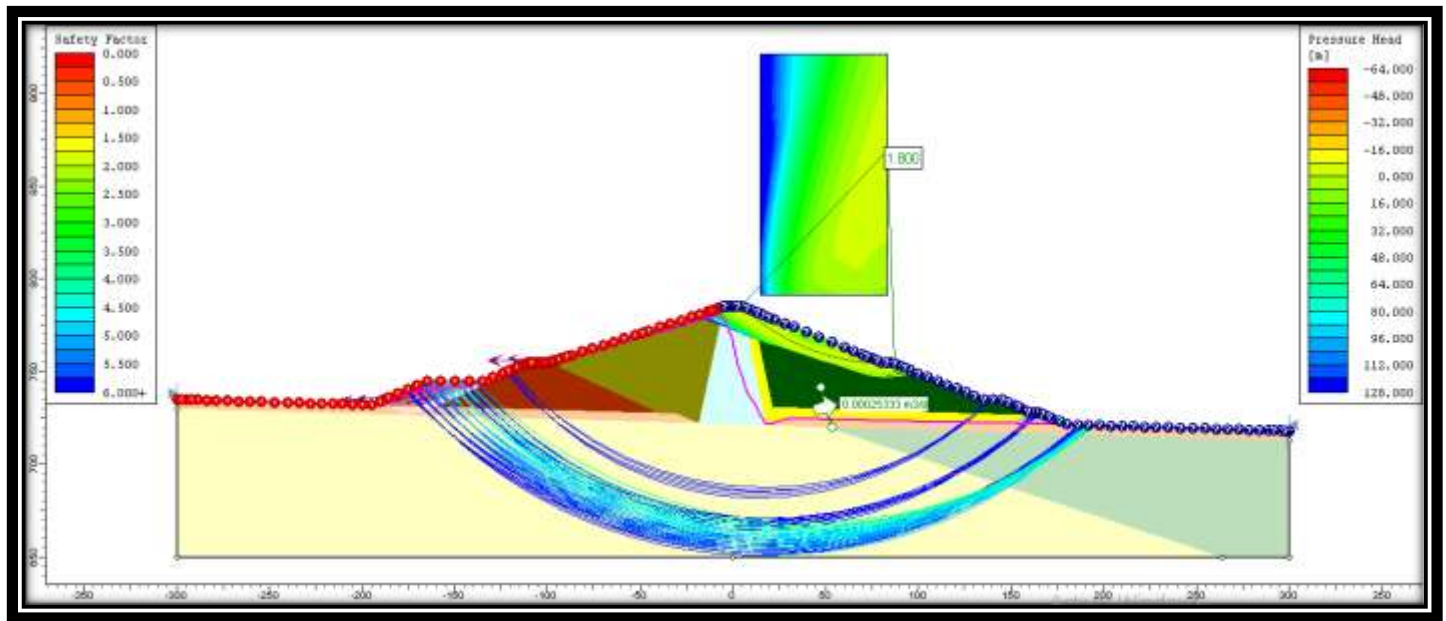
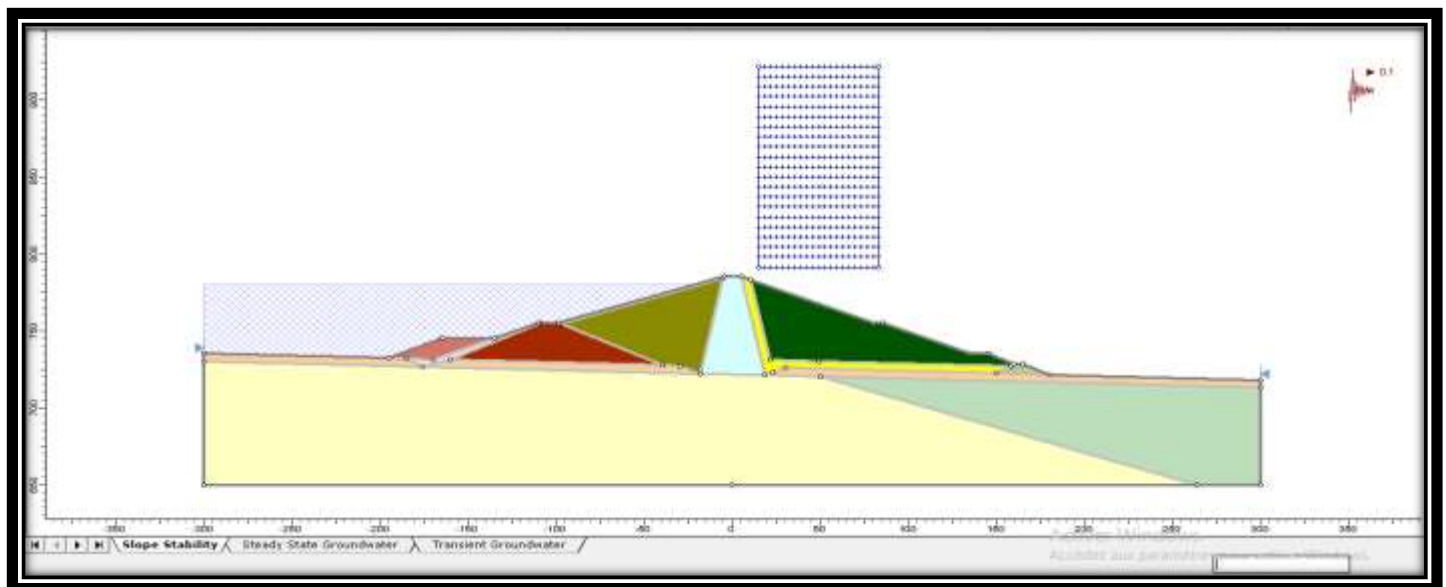


Figure v- 8: Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation, cas Vidange rapide en aval.

D- Cas Retenu normal + Séisme

Pour la modélisation, on prend comme condition initiale le niveau d'eau maximum sous l'effet des forces dynamiques. La méthode dynamique est présente en imposant un déplacement prévu à la frontière inférieure du modèle géométrique.

a)



b)

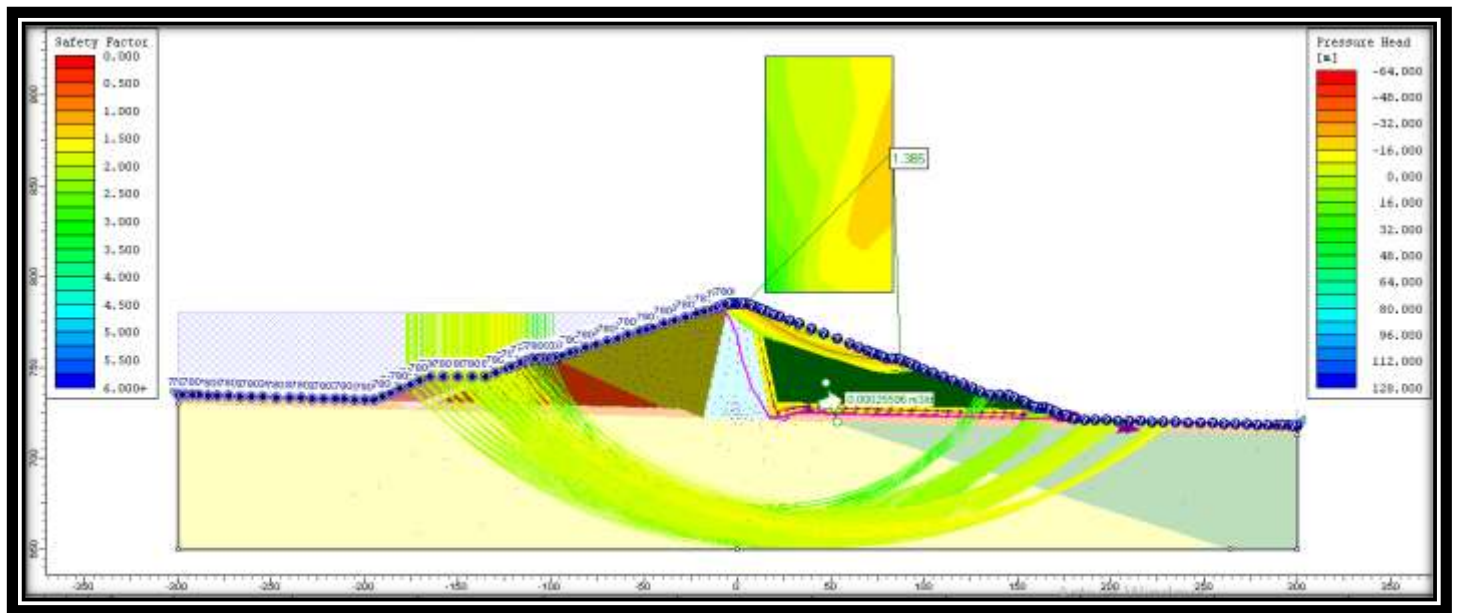


Figure V- 9: a) : chargement dynamique ; b) : Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation, cas RN+SEISME en aval.

Les résultats obtenus sont synthétisés ci-après dans la Tableau V-5. Ces figures illustrent la grille de recherche sur les centres des cercles qui a été utilisée, les lignes d'isovaleurs des coefficients de sécurité, et le cercle potentiellement le plus critique, avec son facteur de sécurité associé.

La variation du coefficient de sécurité en fonction de la force de séisme a été également étudiée, les résultats obtenus montrent une diminution du coefficient de sécurité avec l'augmentation de l'amplitude de séisme, le coefficient de sécurité prend les valeurs $FS = 1.35$, $FS = 1.1$ et $FS = 0.915$ pour les forces de séisme égales 0.1, 0.2 et 0.3 respectivement. (Seismic force = slice weight * coefficient de charge sismique).

Tableau V- 5 : Résultats des calculs statiques

Définition du cas de charge	Valeur minimale du coefficient de sécurité	Débit d'infiltration l/j	Coefficient de sécurité obtenu EN AMANT		Coefficient de sécurité obtenu EN AVAL		Observation Sur la zone plus risque
			bishop simplified	Fellenuis	bishop simplified	Fellenuis	
Fin de construction	1.3	/	/	/	1.757	1.76	Vérifie la stabilité
Régime permanent, RN 780.00 m NGA	1.5	2.5596	/	/	1.75	1.75	Vérifie la stabilité
Vidange rapide depuis RN jusqu'à 728 m NGA	1.2	2.5333	1.56	1.55	1.80	1.81	Vérifie la stabilité
Régime permanent, RN 780.00 m NGA + Séisme	1	0.2596	/	/	1.385	1.38	Vérifie la stabilité

D'après le **Tableau V.5** on remarque que les valeurs du coefficient de sécurité, du profil axial, deux méthodes de calcul nous donnent des résultats supérieurs à la valeur minimale.

Donc, notre barrage au fin de sa construction, barrage plein, vidange rapide et barrage plein + séisme est stable est vérifié dans tous les profils.

Nous avons, aussi, remarqué que le débit de fuite est inférieure dans le cas de barrage plein par apport au cas du vidange rapide. Ces résultats est peut être attribue à la baisse du niveau d'eau à l'aval du barrage et l'écoulement inverse d'eau (vers l'amont du barrage).

V.7.2. Rive droite : PRD

A- Cas de fin de construction :

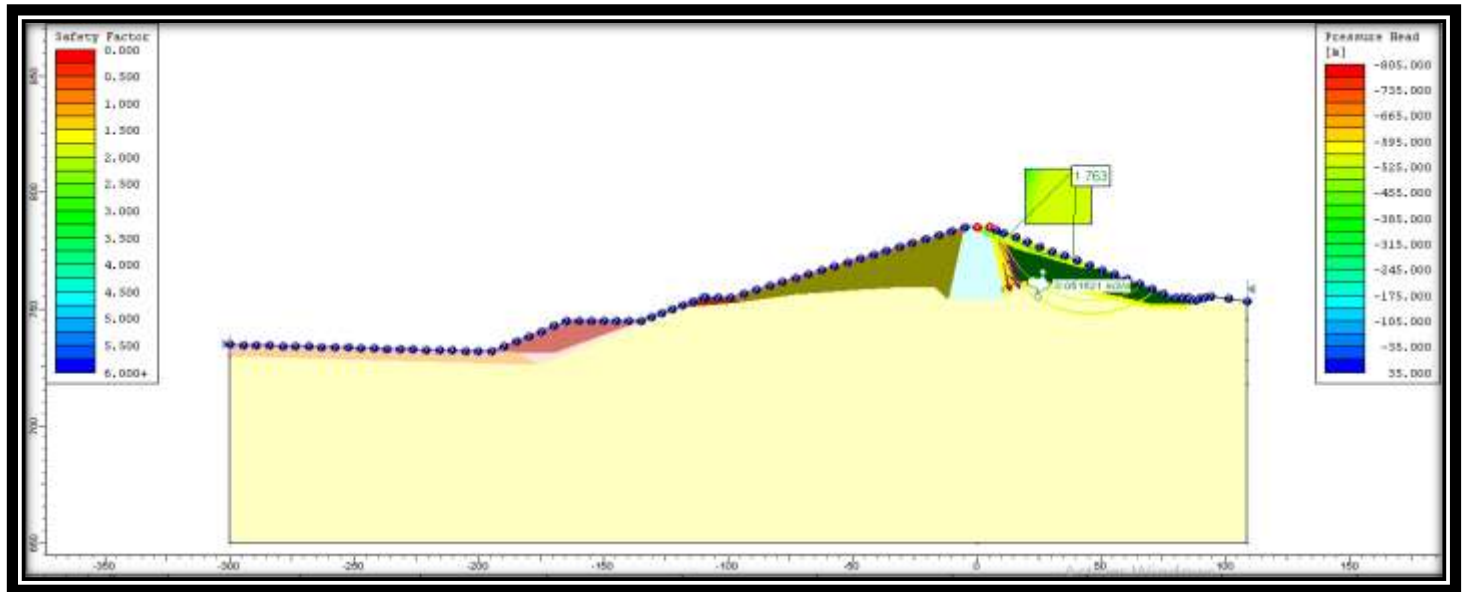


Figure V- 10: Zones favorables par le glissement circulaire, cas FC.

A- Cas du régime permanent à la RN :

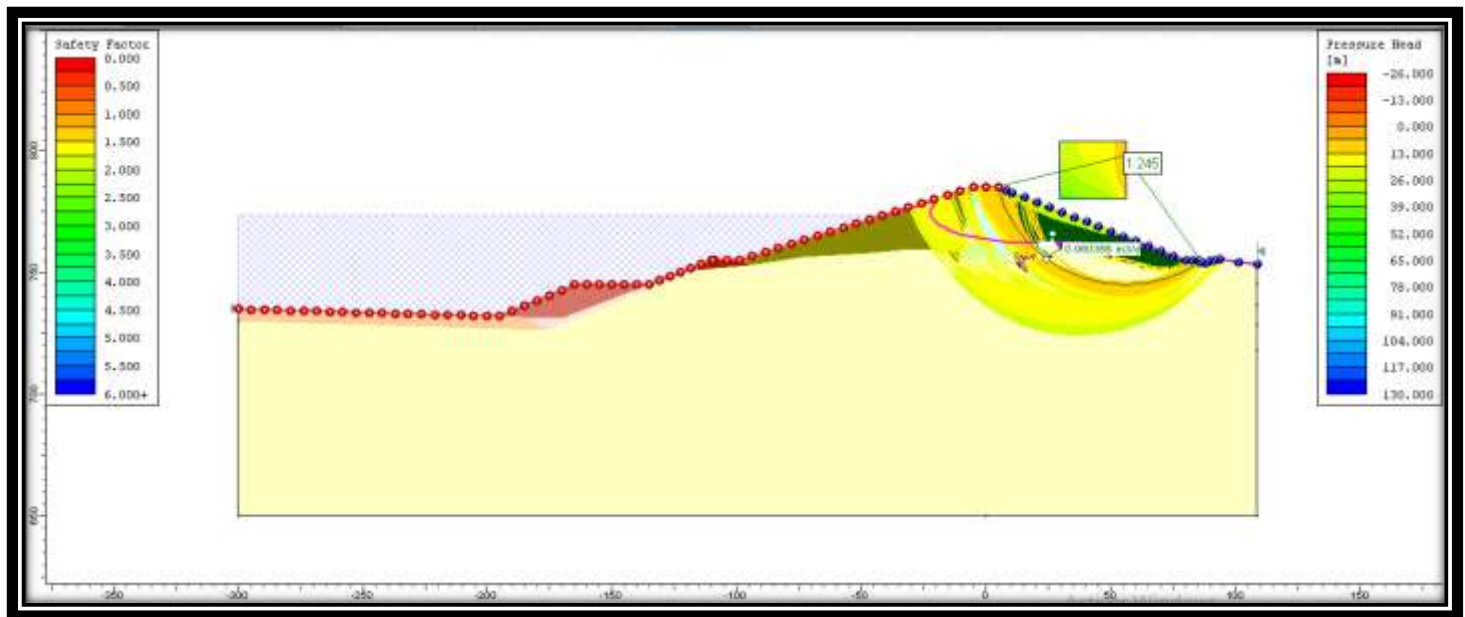


Figure V- 11: Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation, cas RN en aval.

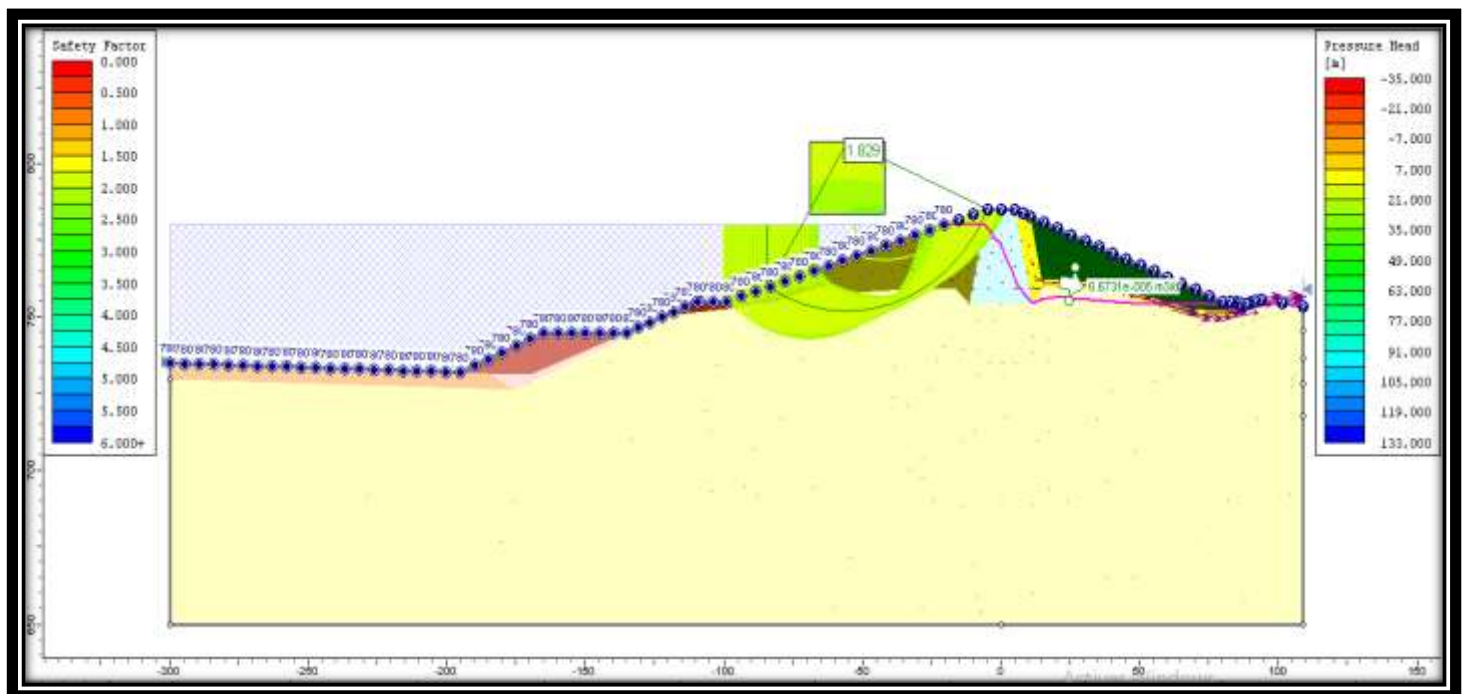


Figure V- 12 : Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation, cas RN en amont.

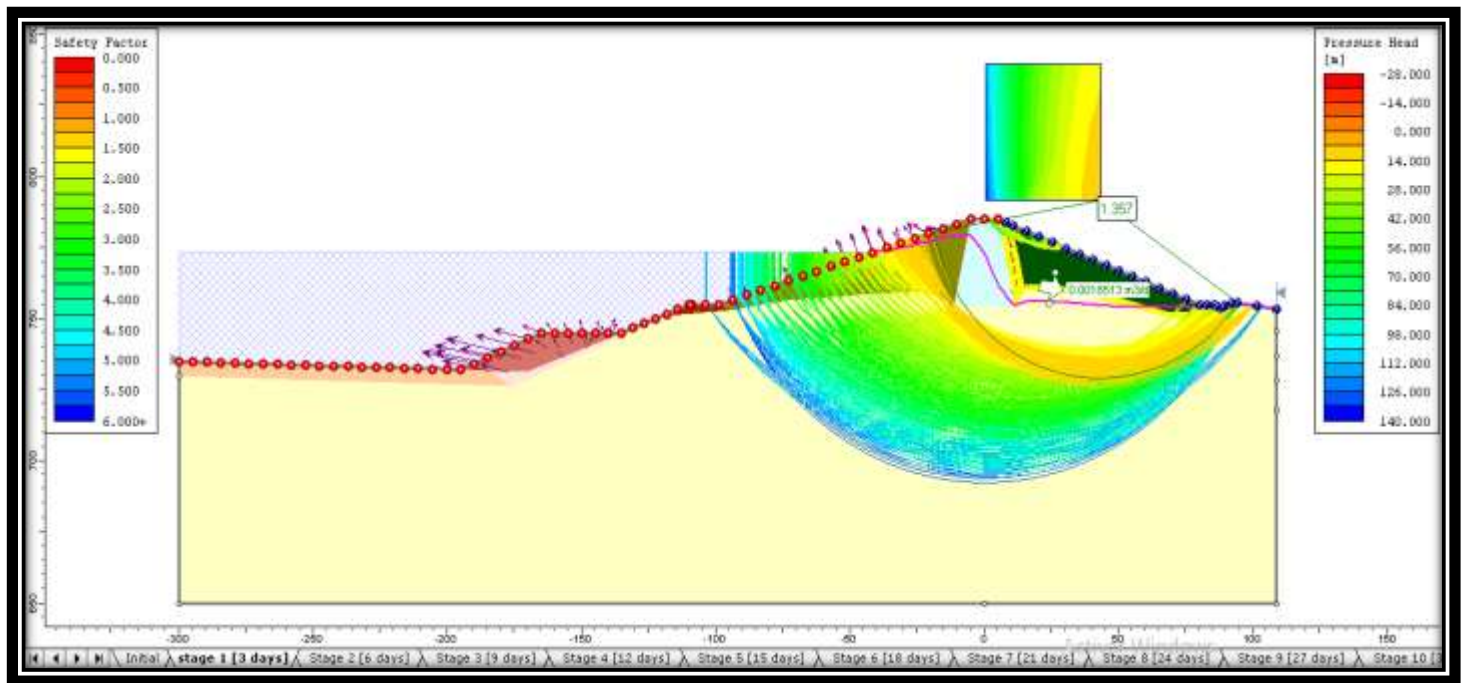
B- Cas de la vidange rapide :

Figure V- 13: Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation, cas Vidange rapide.

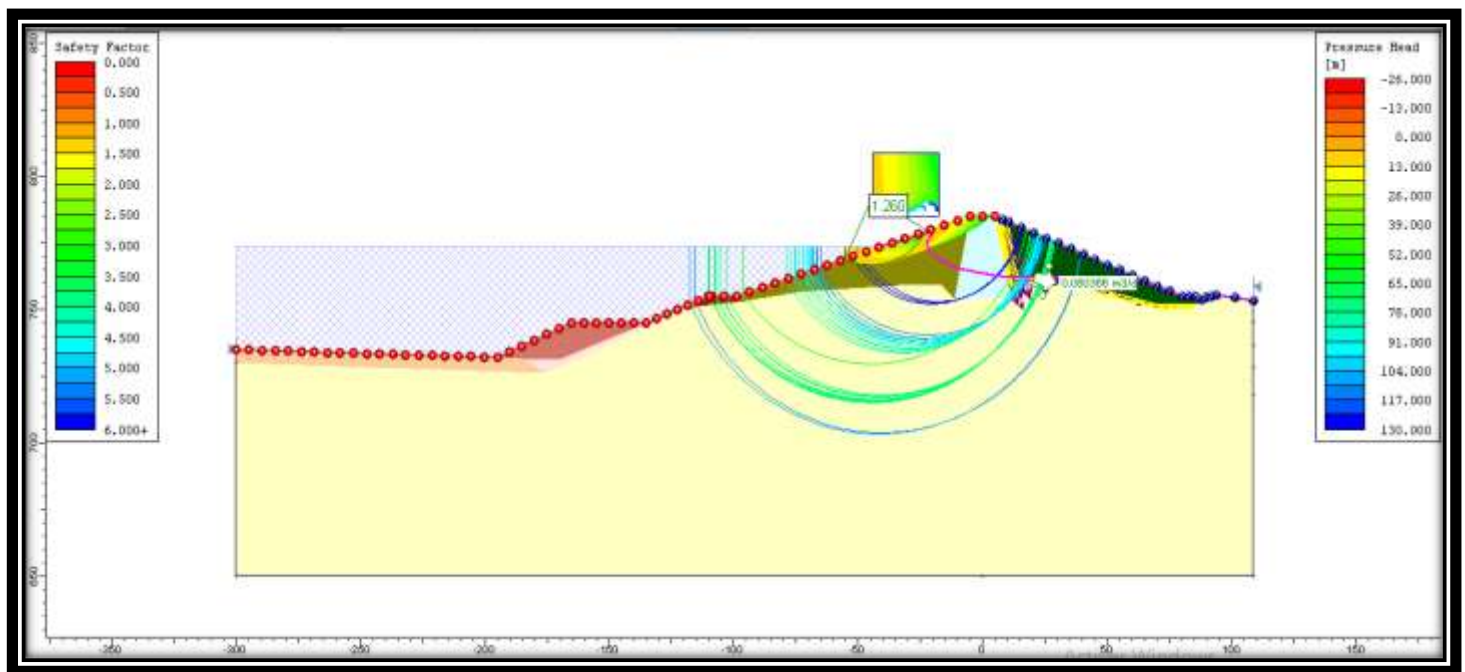


Figure V- 14: Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation, cas Vidange rapide en amont

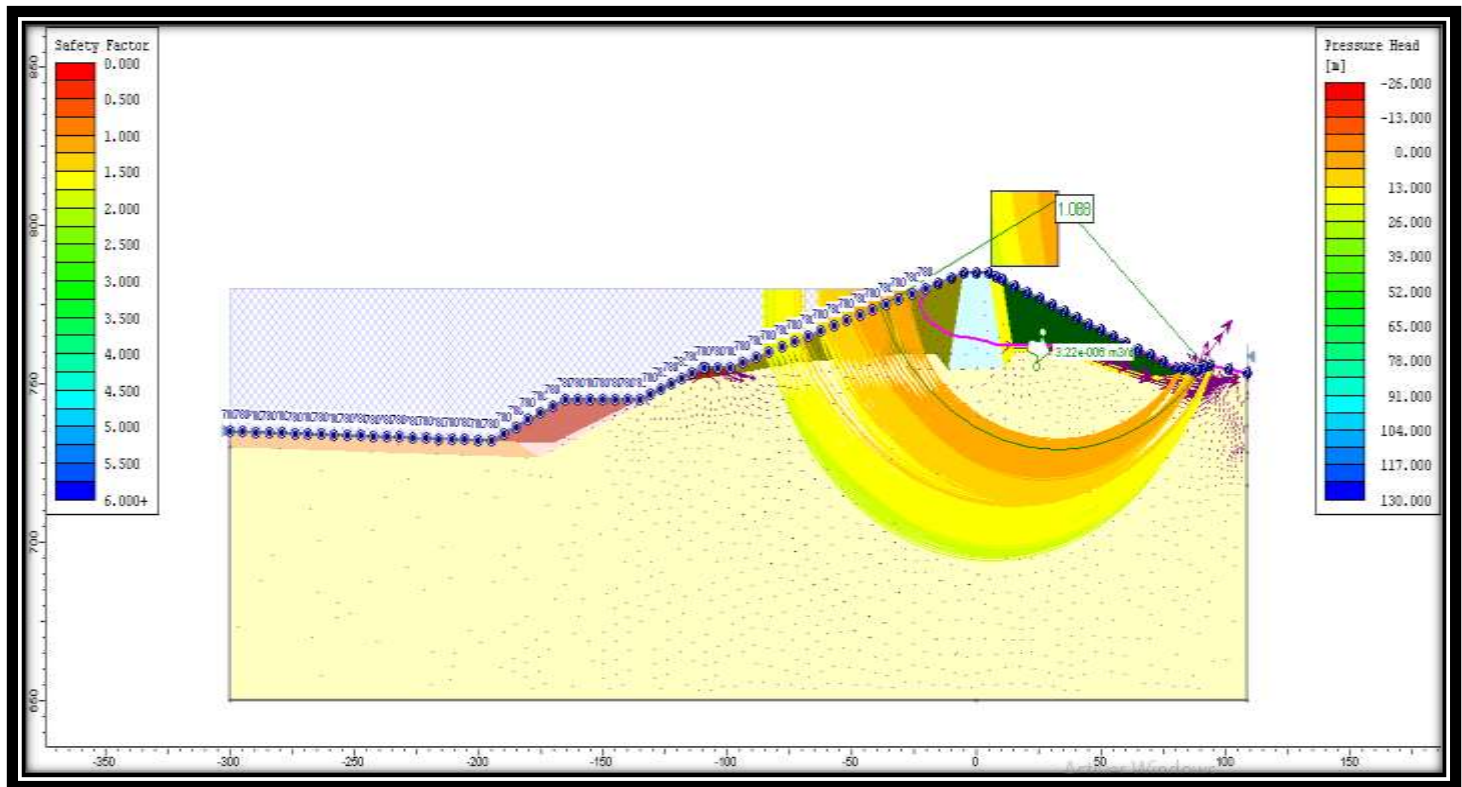


Figure V- 15 : Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation, cas RN+SEISME.

Les résultats obtenus sont synthétisés ci-après dans la Tableau V.7-6 Ces figures illustrent la grille de recherche sur les centres des cercles qui a été utilisée, les lignes d'isovaleurs des coefficients de sécurité, et le cercle potentiellement le plus critique, avec son facteur de sécurité associé.

D'après ces valeurs de coefficient de sécurité obtenus, du profil rive droit, et illustrés dans le Tableau V-6, on distingue que le barrage est stable à l'état normal en service retenue pleine ; notre barrage est sécurisé il n'y a aucun risque de rupture.

Tableau V-6 : Résultats des calculs

Définition du cas de charge	Valeur minimale du coefficient de sécurité	Débit d'infiltration m3/j	Coefficient de sécurité obtenu EN AMANT		Coefficient de sécurité obtenu EN AVAL		Observation Sur la zone plus risque
			bishop simplified	Fellenuis	bishop simplified	Fellenuis	
Fin de construction	1.3	/	/	/	1.86	1.891	Vérifie la stabilité
Régime permanent, RN 780.00 m NGA	1.5	$3.05 \cdot 10^{-006}$	1.89	/	1.58	1.58	Vérifie la stabilité
Vidange rapide depuis RN jusqu'à 728 m NGA	1.2	0.00018	1.89	1.35	1.37	1.36	Vérifie la stabilité
Régime permanent, RN 780.00 m NGA + Séisme	1	$3.32 \cdot 10^{-006}$	/	/	1.1	1.088	Vérifie la stabilité

V.7.3. Rive gauche : PRG

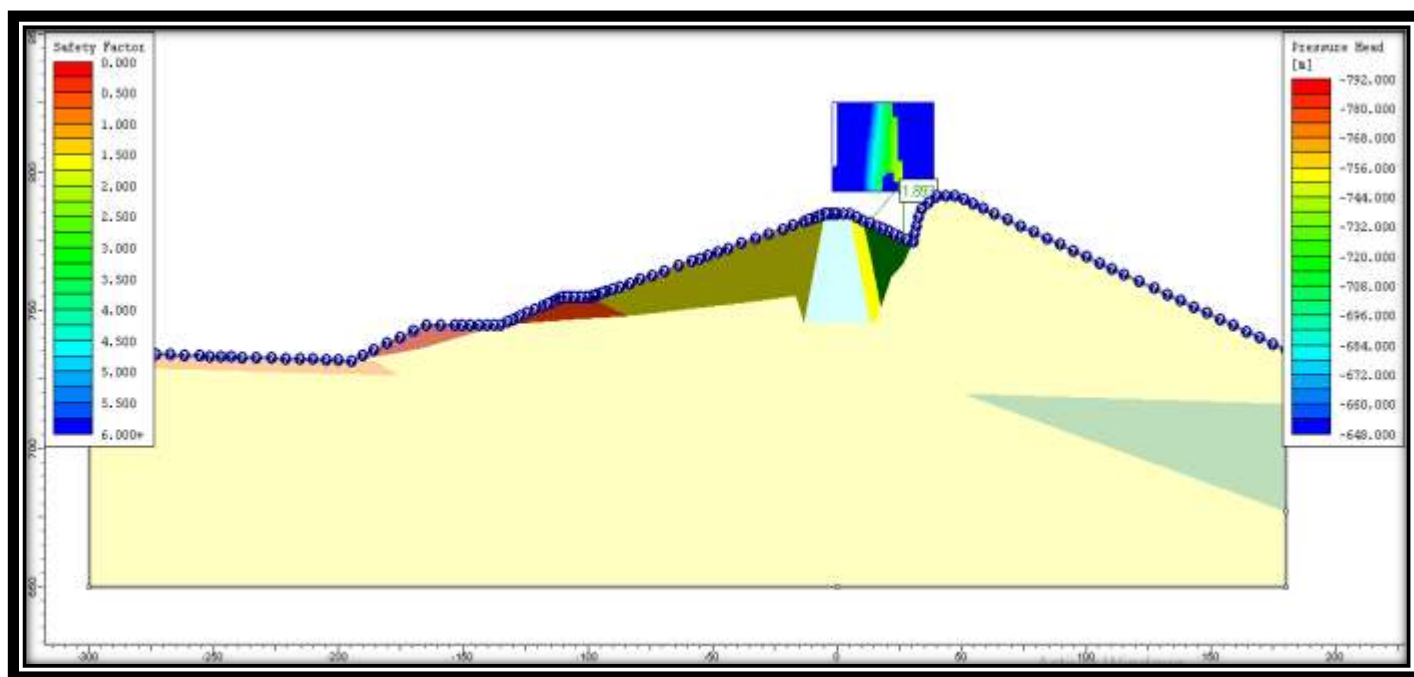
A- Cas de fin de construction :

Figure V- 16: Zones favorables par le glissement circulaire, cas FC.

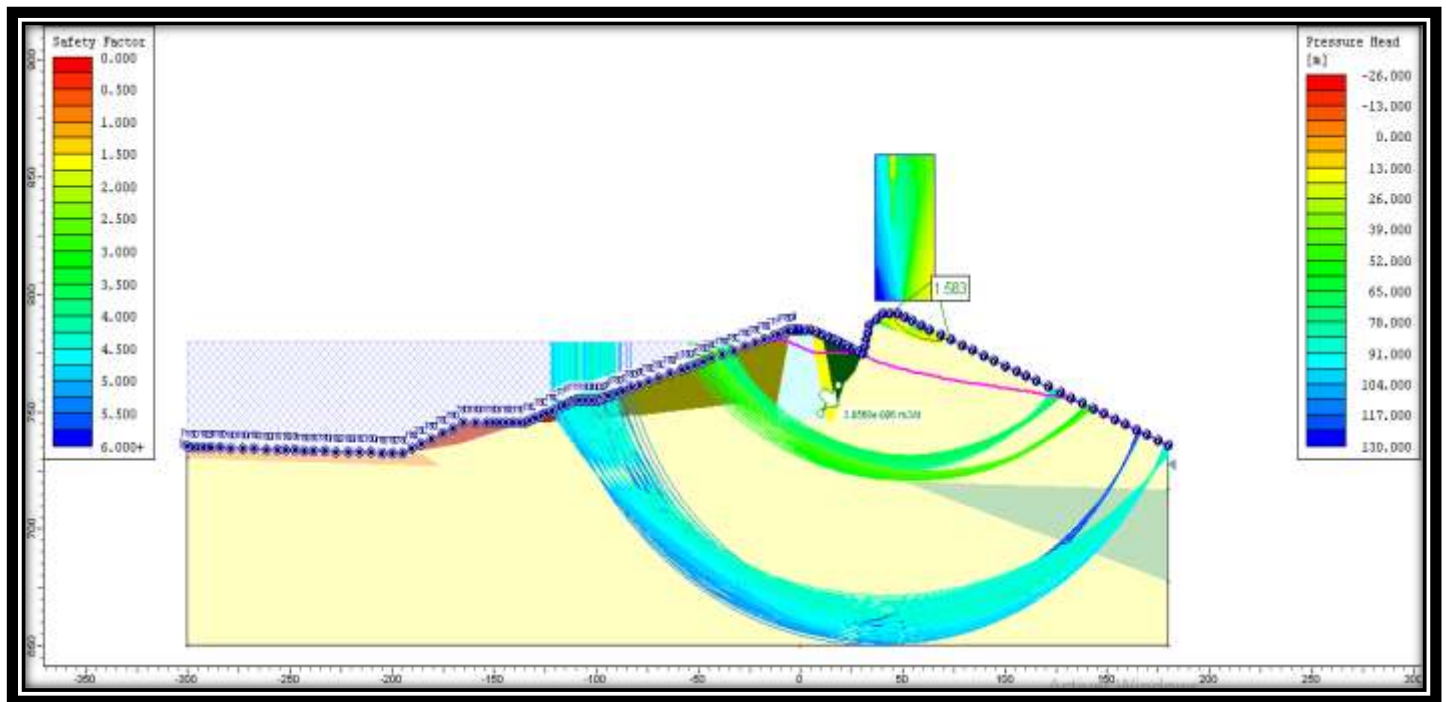
B- Cas du régime permanent à la RN :

Figure V- 17: Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation, cas RN en amant.

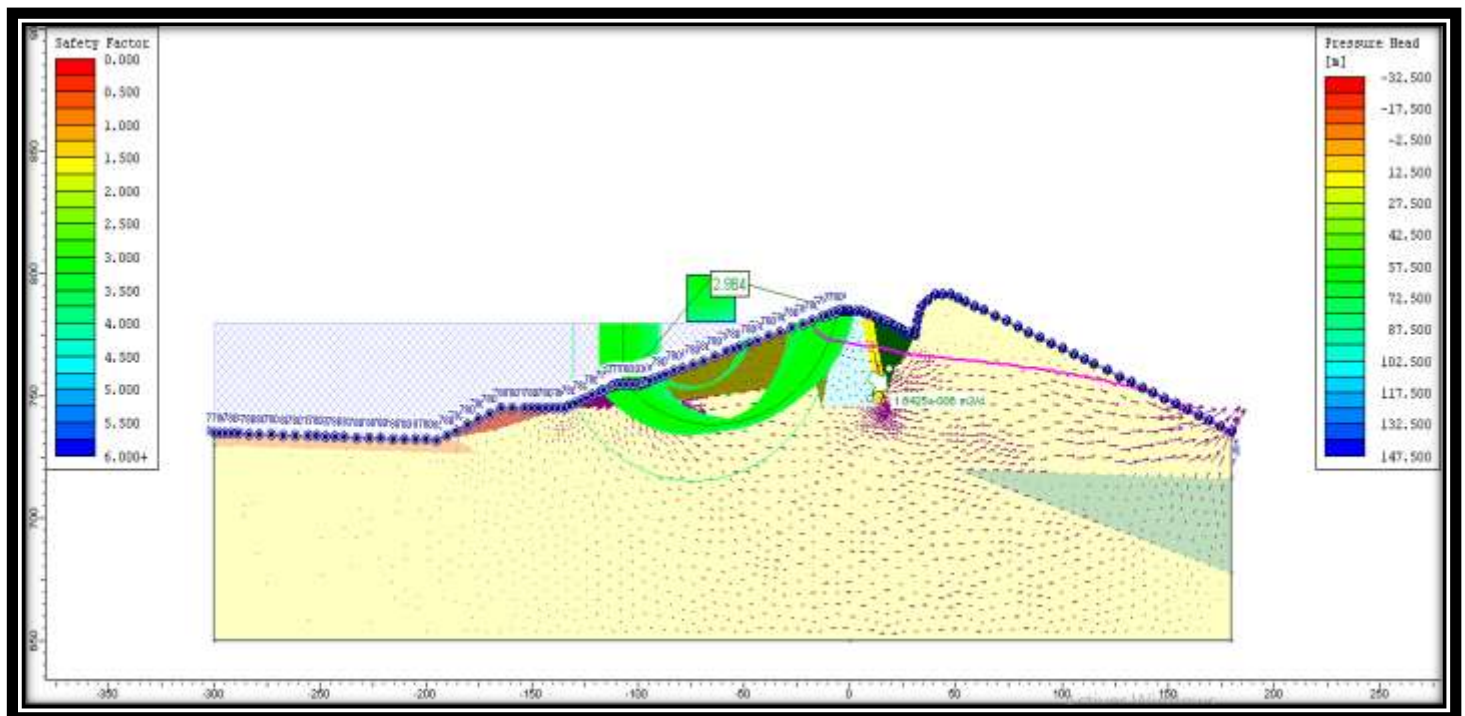


Figure V- 18: Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation, cas RN en amant.

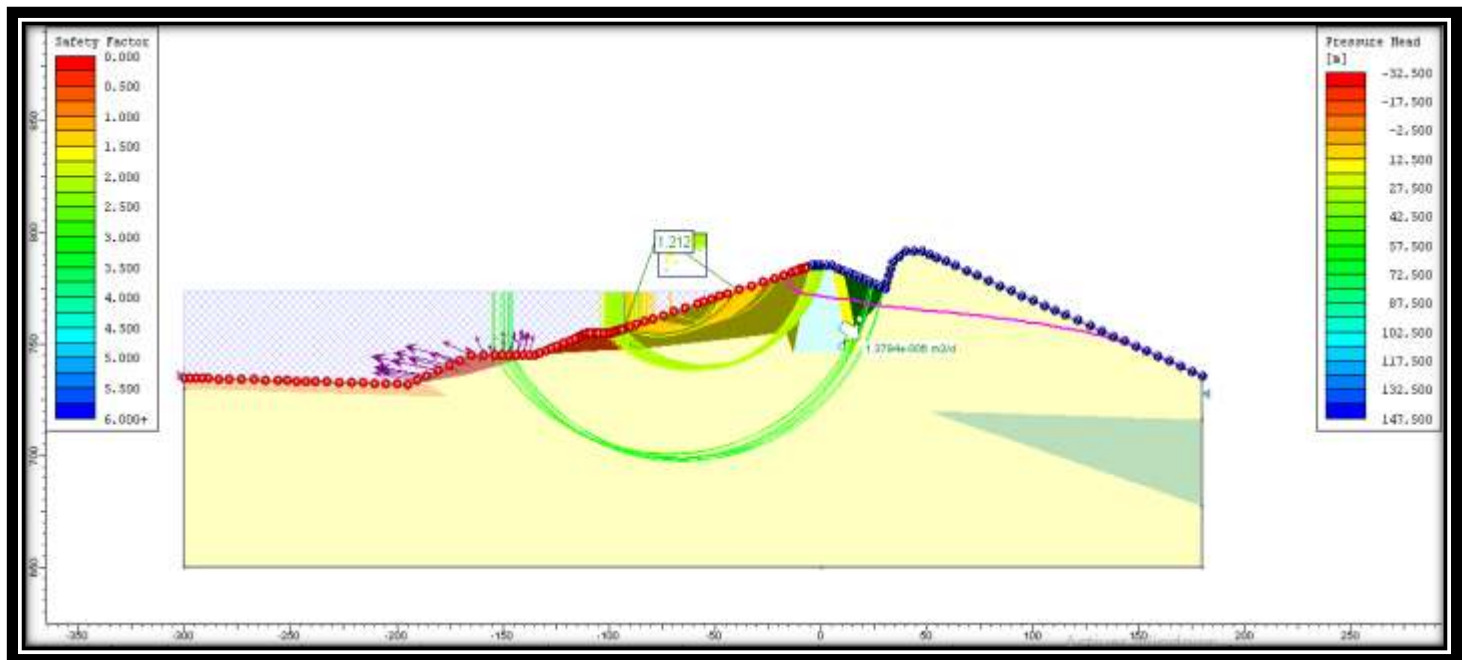
C- Cas de la vidange rapide :

Figure V- 19 : Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation, cas Vidange rapide en amont.

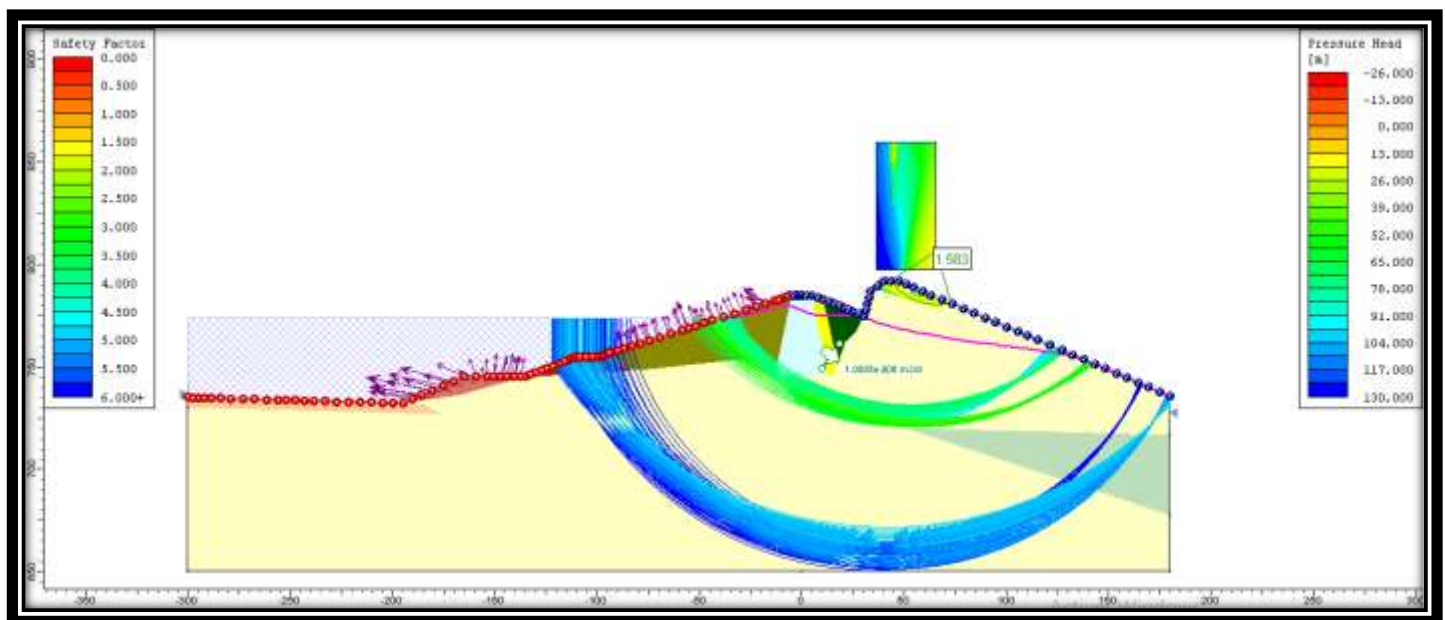


Figure V- 20 : Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation, cas Vidange rapide en aval.

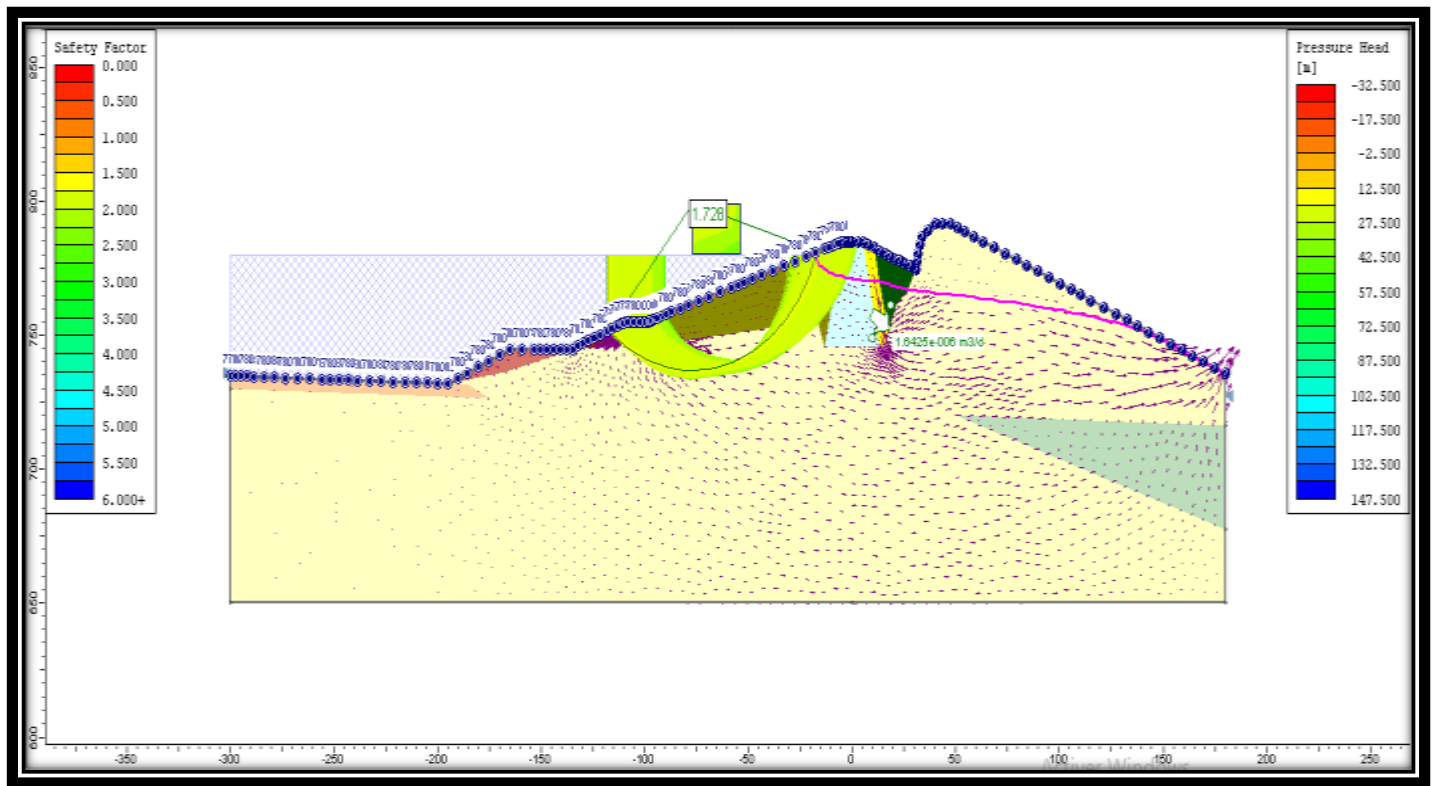
D- Cas RN + Séisme :

Figure V- 21: Zones favorables par le glissement circulaire et la ligne de saturation, cas RN + SEISME.

Les résultats obtenus sont synthétisés ci-après dans la Tableau V.7-7 Ces figures illustrent la grille de recherche sur les centres des cercles qui a été utilisée, les lignes d'isovaleurs des coefficients de sécurité, et le cercle potentiellement le plus critique, avec son facteur de sécurité associé.

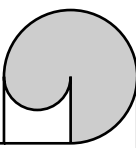
Tableau V- 7:Résultats des calculs statiques

Définition du cas de charge	Valeur minimale du coefficient de sécurité	Débit d'infiltration m ³ /j	Coefficient de sécurité obtenu EN AMANT		Coefficient de sécurité obtenu EN AVAL		Observation Sur la zone plus risque
			bishop simplified	Fellenius	bishop simplified	Fellenius	
Fin de construction	1.3	/	/	/	1.89	1.891	Vérifie la stabilité
Régime permanent, RN 780.00 m NGA	1.5	$3.05 \cdot 10^{-006}$	2.98	2.981	1.58	1.589	Vérifie la stabilité
Vidange rapide depuis RN jusqu'à 728 m NGA	1.2	$1.08 \cdot 10^{-006}$	2.42	2.43	1.583	1.58	Vérifie la stabilité
Régime permanent, RN 780.00 m NGA + Séisme	1	$1.54 \cdot 10^{-006}$	/	/	1.72	1.73	Vérifie la stabilité

D'après ces valeurs de coefficient de sécurité obtenus, du profil rive gauche, et illustrés dans le Tableau V-7, on distingue que le barrage est stable à l'état normal en service retenue pleine ; notre barrage est sécurisé il n'y a aucun risque de rupture.

V.8. Conclusion :

Cette étude permet de justifier le dimensionnement de la coupe-type du barrage de Soubella. Les calculs statiques, s'appliquant aux cas de charge « fin de construction », « régime permanent à la RN » et « vidange rapide depuis la RN » et dynamique « vidange rapide depuis la RN + séisme » , On remarque d'après les résultats que le coefficient de sécurité minimum est supérieur au coefficient admissible. Donc, la stabilité des deux talus est assurée.



IV. Conclusion Générale

LA CONCLUSION GÉNÉRALE

IV. Conclusion générale

L'analyse des risques vise tout d'abord à identifier les sources de dangers et les cas de recharge associées qui peuvent conduire à des dommages sur l'ouvrage. Et permet de mettre en lumière les barrières de sécurité existantes et de limiter les conséquences (barrière de protection).

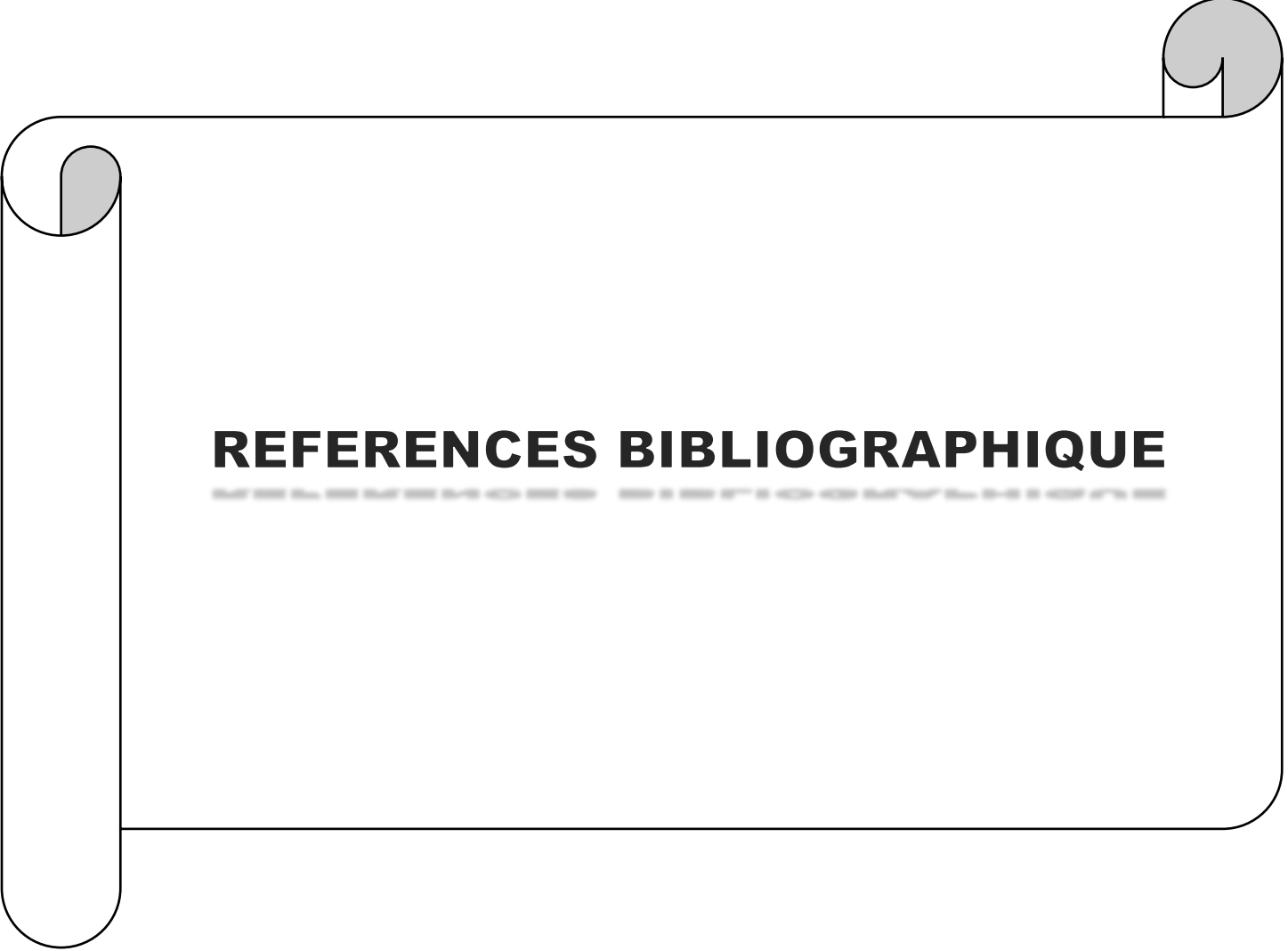
Les risques de rupture d'un barrage en remblai peuvent être causés, par l'érosion régression des sols fins constituant le noyau, par l'érosion des couches de fondation, ou par des problèmes de stabilité résultant de trop fortes pressions interstitielles, ou encore par des écoulements avec des gradients trop élevés ou critiques, ou aussi par le submersion du barrage, enfin par les tremblements de terre (séismes).

Pour ces raisons, la sécurité des barrages en remblai ne dépend pas seulement d'une conception appropriée et d'une réalisation adéquate, pendant leurs constructions, mais dépend aussi de la surveillance de leurs comportements futurs pour les différents cas de chargements.

D'après l'étude de stabilité du barrage de Soubella, on peut conclure que :

- La valeur minimale du coefficient de sécurité obten correspond une force de séisme égal 0.3 .
- Lors de l'analyse statique du comportement de barrage nous n'avons pas noté une différence entre les deux méthodes de calcul (bishop et fellenius).
- En comparaison entre les différentes valeurs calculées du coefficient de sécurité, nous avons enregistré, le cas de recharge, le plus défavorable est celui où le barrage est dans le cas Retenu normal + Séisme (l'axe principale).

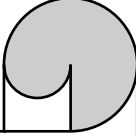
Les valeurs des coefficients de sécurité obtenues dans notre cas sont supérieures aux normes, ce qui satisfaisant et confirme la stabilité des talus.



REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

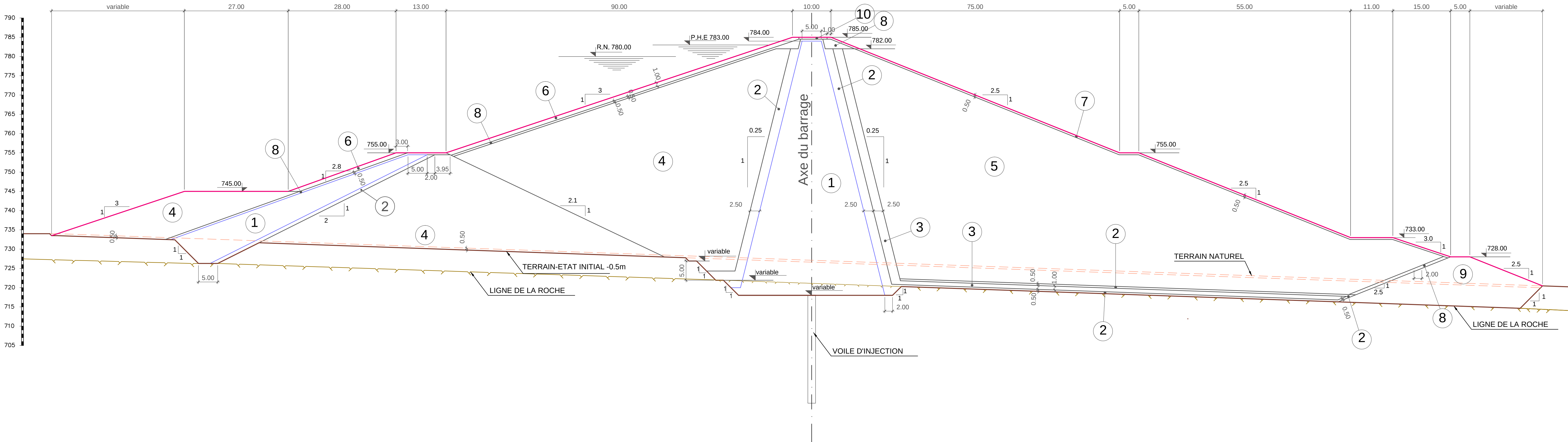
- [1] BELKHEIR messaoud etude de stabilité d'un barrage en terre a zones cas barrage ain zada, b.b. arreridj ; memoire master université mohamed boudiaf - m'sila -Algérie, 2015.
- [2] BENHAMIDOUCHE walid , bediraanalyse fouad ,l'effet des infiltrations sur la stabilite d'un barrage en terre (application au cas du barrage de soubella - wilaya de msila), memoire master université mohamed boudiaf - m'sila -Algérie, 2017.
- [3] Ministère de l'écologie et du développement durable; les ruptures des barrages. - France, 2004.).
- [4] Soulef MOKHTAR AHDOUGA, ANALYSE DE LA STABILITE D'UN REMBLAI (Application au cas du remblai d'Ain Arnat -wilaya de Sétif) memoire master université mohamed boudiaf - m'sila -Algérie, 2017.
- [5] MADANI ILYAS Etude de la stabilité à long terme d' un barrage rigide,cas barrage El'Ksob, M'sila
memoire master université mohamed boudiaf - m'sila -Algérie, 2015.
- [6] Abd El-Hafid MEBARKIA ; Etudes des caractéristiques physico-chimiques des eaux de surface, cas du barrage d'Ain zada wilaya de bordj bou-arreridj ; mémoire magister université badji mokhtar-annaba -Algérie, 2011.
- [7] Toutriel du logiciel ROCSCIENCE SLIDE 6.0.
- [8] Alain CARRERE; barrages; techniques de l'ingénieur; 1993.



Annexe

BARRAGE SOUBELLA
COUPE TYPE DU BARRAGE

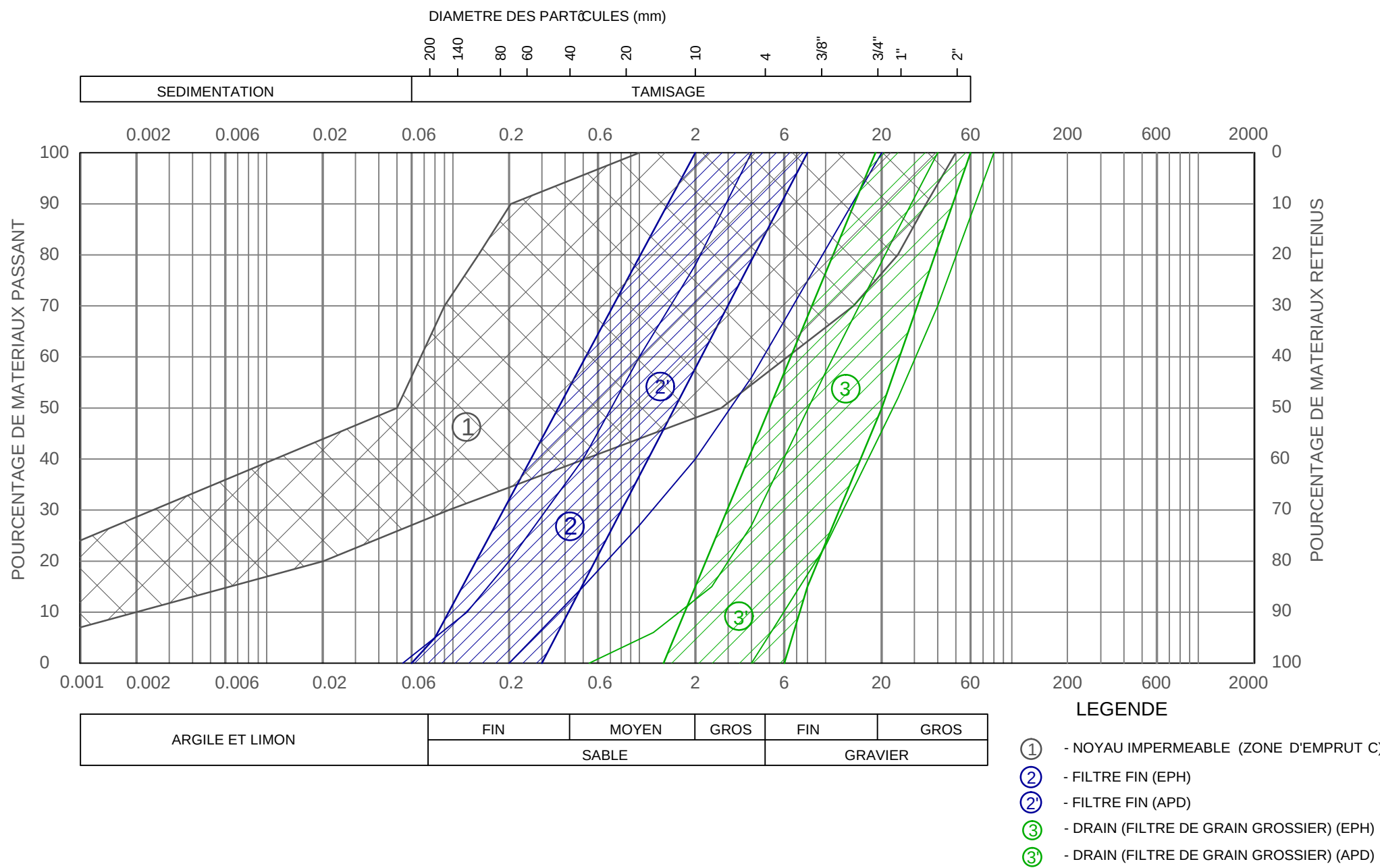
ECHELLE=1:500



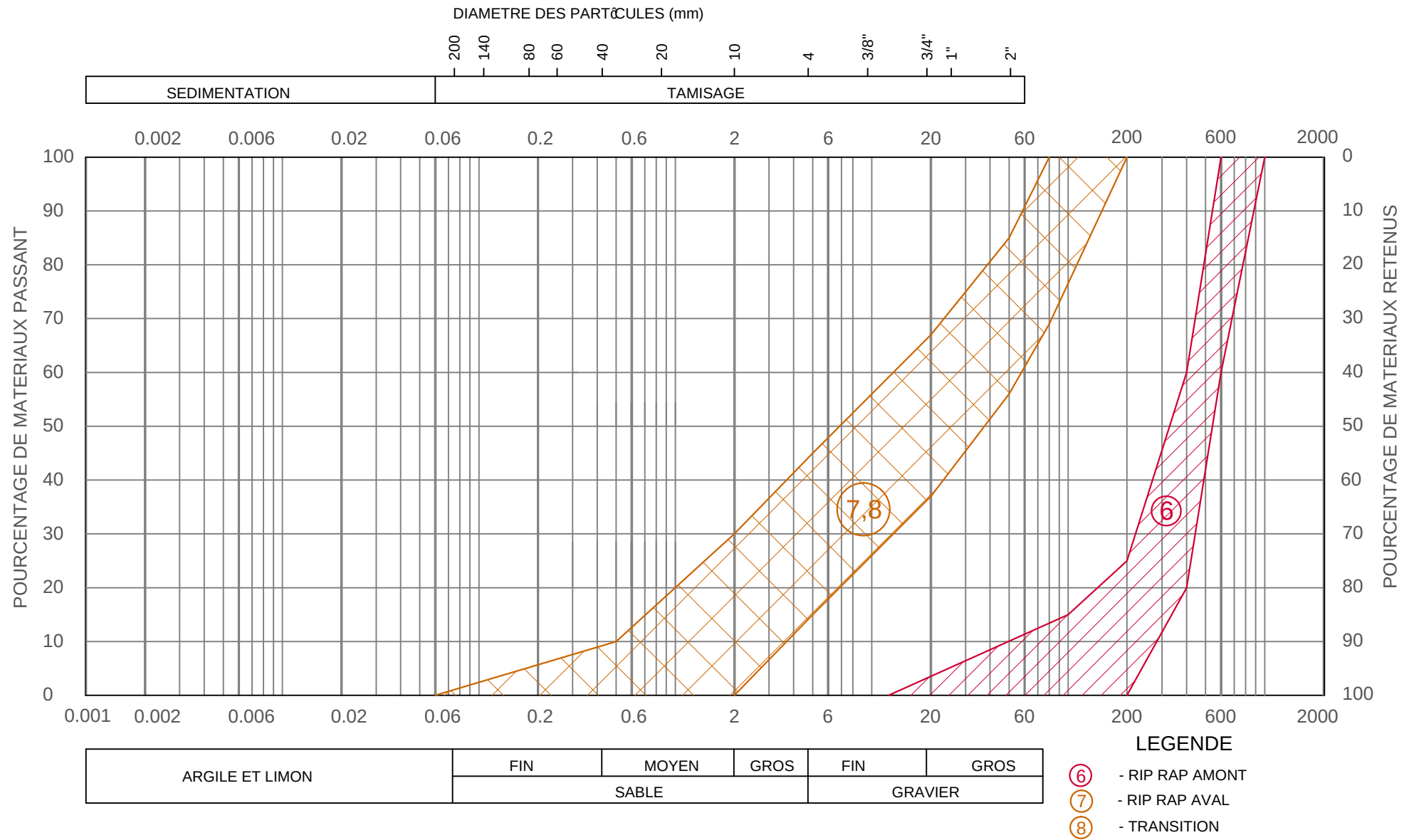
LEGENDE:

- 1 NOYAU ARGILE
- 2 FILTRE FIN
- 3 DRAIN
- 4 RECHARGE AMONT
- 5 RECHARGE AVAL
- 6 RIP RAP AMONT
- 7 RIP RAP AVAL
- 8 TRANSITION
- 9 ENROCHEMENT
- 10 COUCHE TAMPON

FUSEAUX GRANULOMETRIQUES DU MATERIAUX DE BATARDEAU AMONT

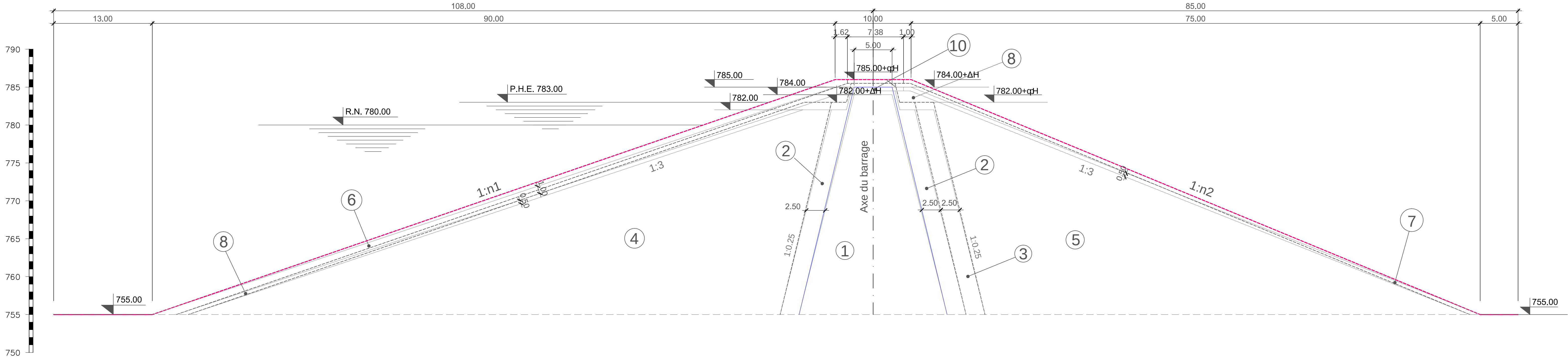


FUSEAUX GRANULOMETRIQUES DU MATERIAUX DE BATARDEAU AMONT

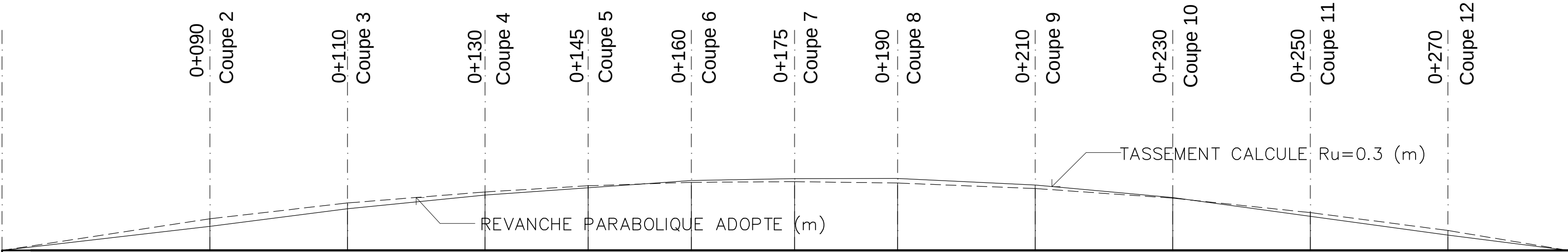


INDICE DU PLAN	DATE DE TRANSMISSION	DESCRIPTION DE LA MODIFICATION	DATE DE REVISION	STATUT DU PLAN	VISA
C					
B					
A					
0	31/01/2014	1 ^{re} EMISSION			
ME ENERGOPROJEKT HIDROINŽENJERING Belgrade, SERBIE MAITRE DE L'OUVRAGE : REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE MINISTERE DES RESSOURCES EN EAU AGENCE NATIONALE DES BARRAGES ET TRANSFERTS A.N.B.T.					
PROJET : BARRAGE SOUBELLA ETUDES D' EXECUTION					
OUVRAGE : BARRAGE					
TITRE DU PLAN : COUPE TYPE DU BARRAGE					
D'AFFAIRE NA:	07/ANBT/SM/2012	INDICE DU PLAN:	0	DATE:	31/01/2014
CHEF DE PROJET:	N. Ocokoljic				
DRESSE:	Bogdan Kladarin, Dajana Uljarević				
DESSINE:	Milena Marković, Irina Pilipenko				
CONTROLE:	Ivan Givković				
DEP.:	110 - 202	ECHELLE: 1:500			
DESSIN NA:	12043-BAR-C-R-03			FEUILLE:	

SURELEVATION DU BARRAGE
-COUPE TYPE
Echelle=1:250



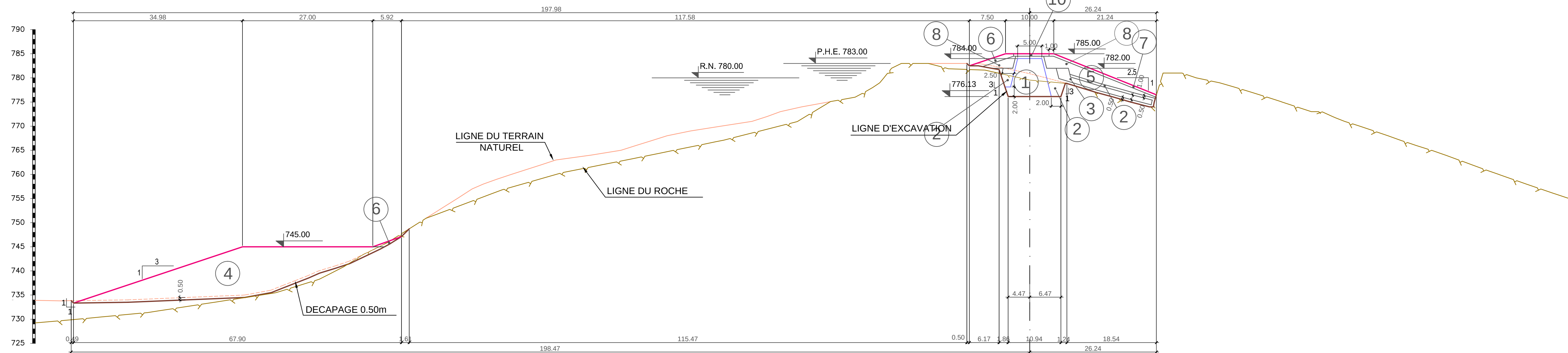
SURELEVATION DU LA CRETE DU BARRAGE
-COUPE EN LONG
Echelle= 1:50
500



DISTANCE JUSQU'AU PROFIL (m)		30. 22	50. 22	70. 22	85. 22	100. 22	115. 22	130. 22	150. 22	170. 22	190. 22	210. 22	227. 73
TASSEMENT CALCULE Ru=0.3 (m)		0. 35	0. 61	0. 81	0. 91	1. 02	1. 05	1. 05	0. 95	0. 77	0. 50	0. 22	0. 00
REVANCHE PARABOLIQUE ADOPTE (m)		0. 46	0. 69	0. 85	0. 94	0. 99	1. 00	0. 98	0. 90	0. 76	0. 55	0. 29	0. 00

COUPE	PK	SURELEVATION qH	COTE DE LA CRETE APRES LA SURELEVATION	PENTE DES TALUS AU-DESSUS DE LA COTE 755.00	
				n1 angle	n2 angle
01					
02	0+090	0.46	785.46	1:2.955	1:2.462
03	0+110	0.69	785.69	1:2.933	1:2.444
04	0+130	0.85	785.85	1:2.917	1:2.431
05	0+145	0.94	785.94	1:2.909	1:2.424
06	0+160	0.99	785.99	1:2.904	1:2.420
07	0+175	1.00	786.00	1:2.903	1:2.419
08	0+190	0.98	786.98	1:2.905	1:2.421
09	0+210	0.90	785.90	1:2.913	1:2.427
10	0+230	0.76	785.76	1:2.926	1:2.438
11	0+250	0.55	785.55	1:2.946	1:2.455
12	0+270	0.29	785.29	1:2.971	1:2.476
13					

INDICE DU PLAN	DATE DE TRANSMISSION	DESCRIPTION DE LA MODIFICATION	DATE DE REVISION	STATUT DU PLAN	VISA
C					
B					
A					
0	31/01/2014	1 ^{re} EMISSION			
ME ENERGOPROJEKT HIDROINŽENJERING Belgrade, SERBIE MAITRE DE L'OUVRAGE : REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE MINISTRE DES RESSOURCES EN EAU AGENCE NATIONALE DES BARRAGES ET TRANSFERTS A.N.B.T. PROJET : BARRAGE SOBELLA ETUDES D' EXECUTION OUVRAGE : BARRAGE TITRE DU PLAN : SURELEVATION DU BARRAGE					
D'AFFAIRE N°:	07/ANBT/SM/2012	INDICE DU PLAN:	0	DATE:	31/01/2014
CHEF DE PROJET:	N. Ocokoljic				
DRESSE:	Bogdan Kladarin, Dajana Uljarević				
DESSINE:	Milena Marković, Irina Pilipenko				
CONTROLE:	Ivan Givković				
DEP.:	110 - 202	Echelle: 1:250			
DESSIN N°:	12043-BAR-C-R-08			FEUILLE:	

[illegible]

- 1 NOYAU ARGILE
- 2 FILTRE FIN
- 3 DRAIN
- 4 RECHARGE AMONT
- 5 RECHARGE AVAL
- 6 RIP RAP AMONT
- 7 RIP RAP AVAL
- 8 TRANSITION
- 9 ENROCHEMENT
- 10 COUCHE TAMPON

INDICE DU PLAN	DATE DE TRANSMISSION	DESCRIPTION DE LA MODIFICATION	DATE DE REVISION	STATUT DU PLAN	VISA
C					
B					
A					
0	31/01/2014	1 ^{re} EMISSION			



ENERGOPROJEKT

HIDROINŽENJERING Belgrade, SERBIE

MAITRE DE L'OUVRAGE :

REPUBLIQUE ALGERIENNE
DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DES RESSOURCES EN EAU
AGENCE NATIONALE DES BARRAGES ET TRANSFERTS

A.N.B.T.

PROJET :

BARRAGE SOUBELLA

ETUDES D' EXECUTION

OUVRAGE :

BARRAGE

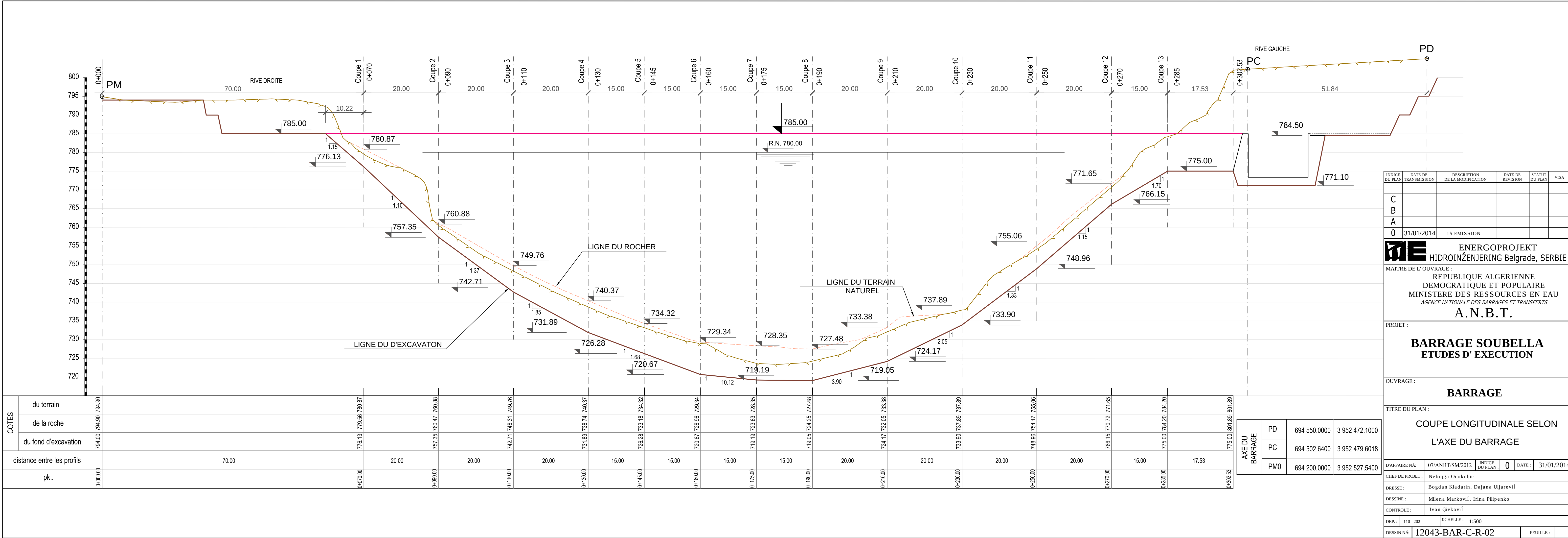
TITRE DU PLAN :

PROFIL EN TRAVERS DU BARRAGE

COUPE 1-1, COUPE 2-2,

COUPE 3-3

D'AFFAIRE N°:	07/ANBT/SM/2012	INDICE DU PLAN	0	DATE:	31/01/2014
CHEF DE PROJET:	Nebojša Ockoljije				
DRESSE:	Bogdan Kladarin, Dajana Uljarević				
DESSINE:	Milena Marković, Irlina Pilipenko				
CONTROLE:	Ivan Givković				
DEP.:	110 - 002	ECHELLE:		1:500	
DESSIN N°:	12043-BAR-C-R-04				FEUILLE:



INDICE DU PLAN	DATE DE TRANSMISSION	DESCRIPTION DE LA MODIFICATION	DATE DE REVISION	STATUT DU PLAN	VISA
C					
B					
A					
0	31/01/2014	1 ^{re} A EMISSION			

 ENERGOPROJEKT
HIDROINŽENJERING Belgrade, SERBIE

MAITRE DE L' OUVRAGE :
REPUBLIQUE ALGERIENNE
DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DES RESSOURCES EN EAU
AGENCE NATIONALE DES BARRAGES ET TRANSFERTS
A.N.B.T.

PROJET :

BARRAGE SOBELLA
ETUDES D' EXECUTION

OUVRAGE :

BARRAGE

TITRE DU PLAN :

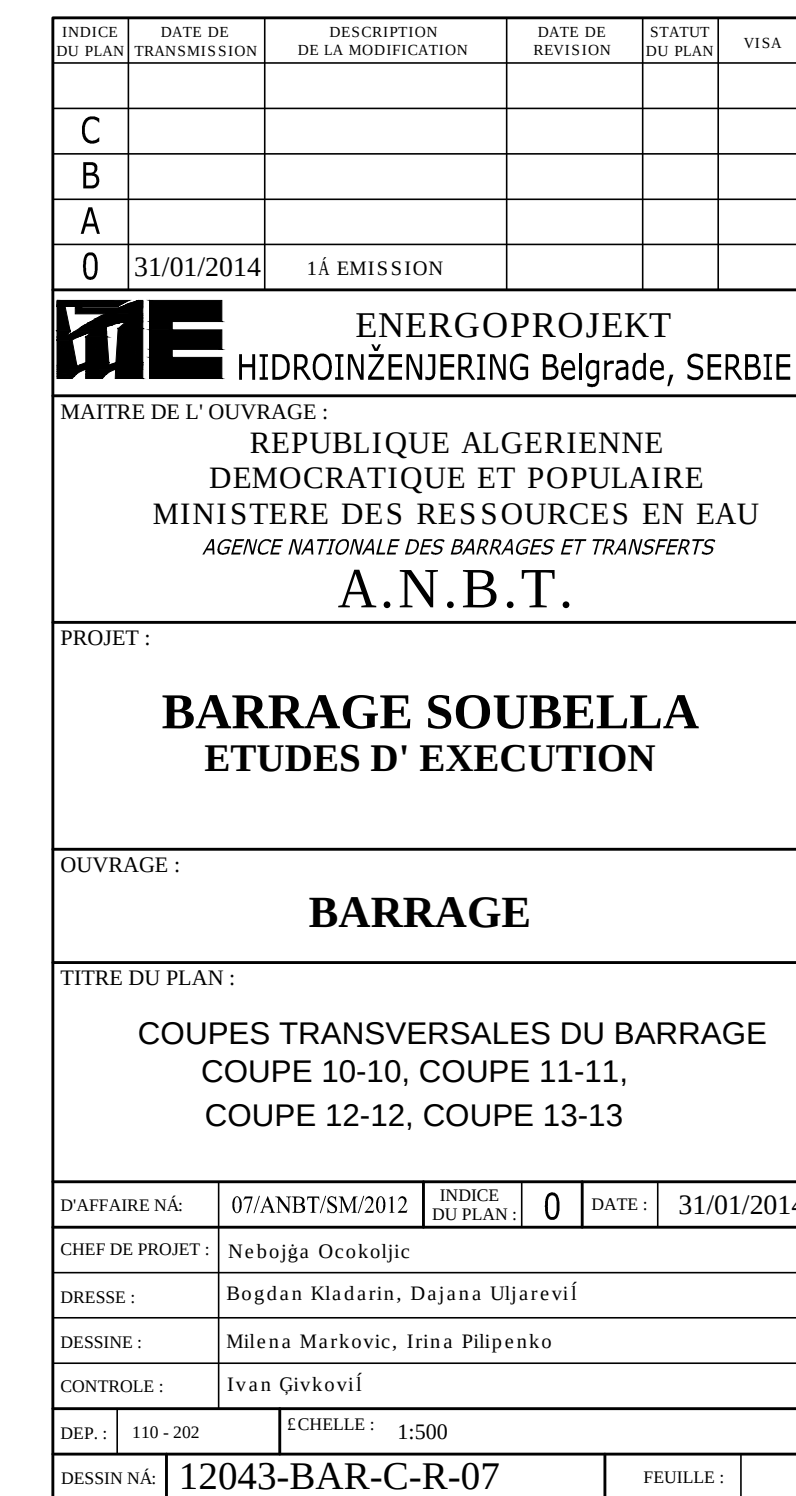
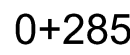
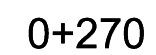
COUPE LONGITUDINALE SELON
L'AXE DU BARRAGE

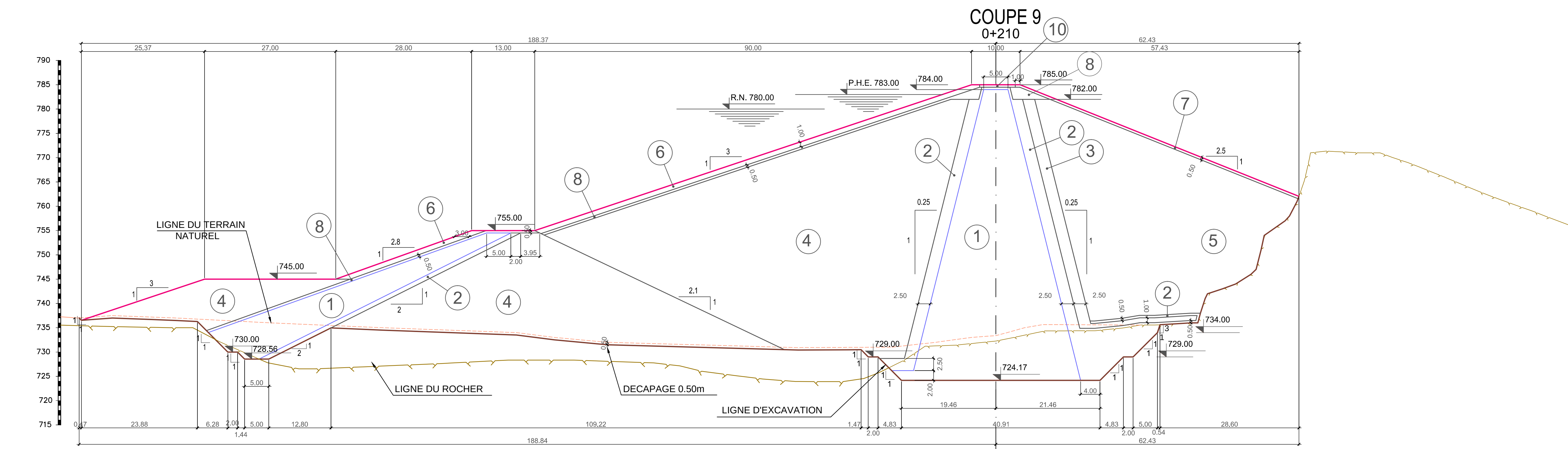
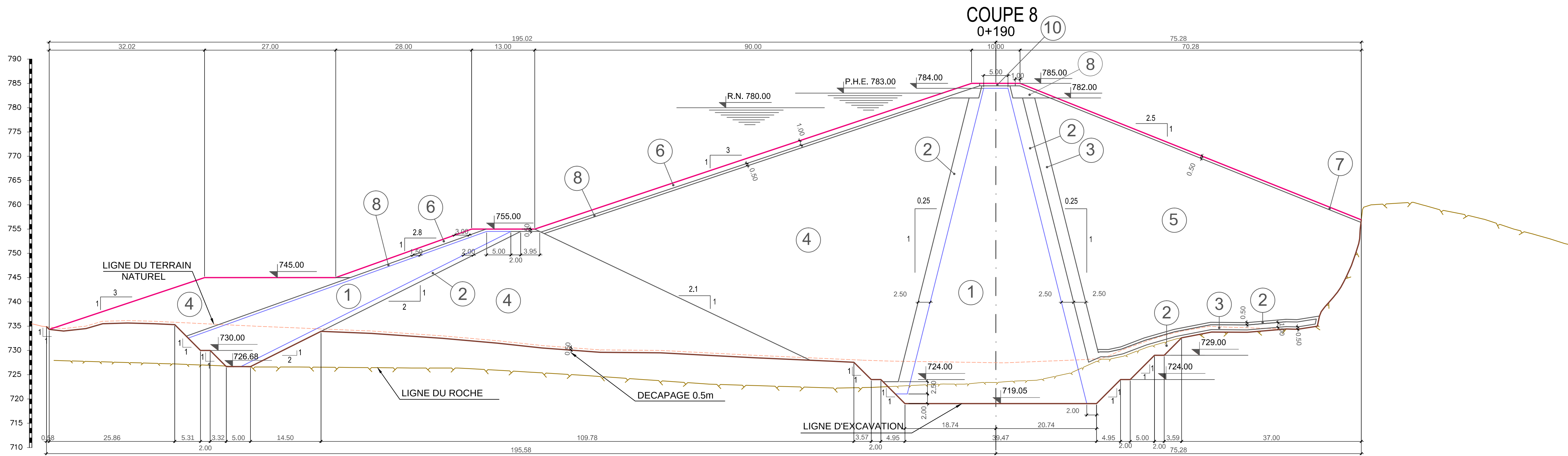
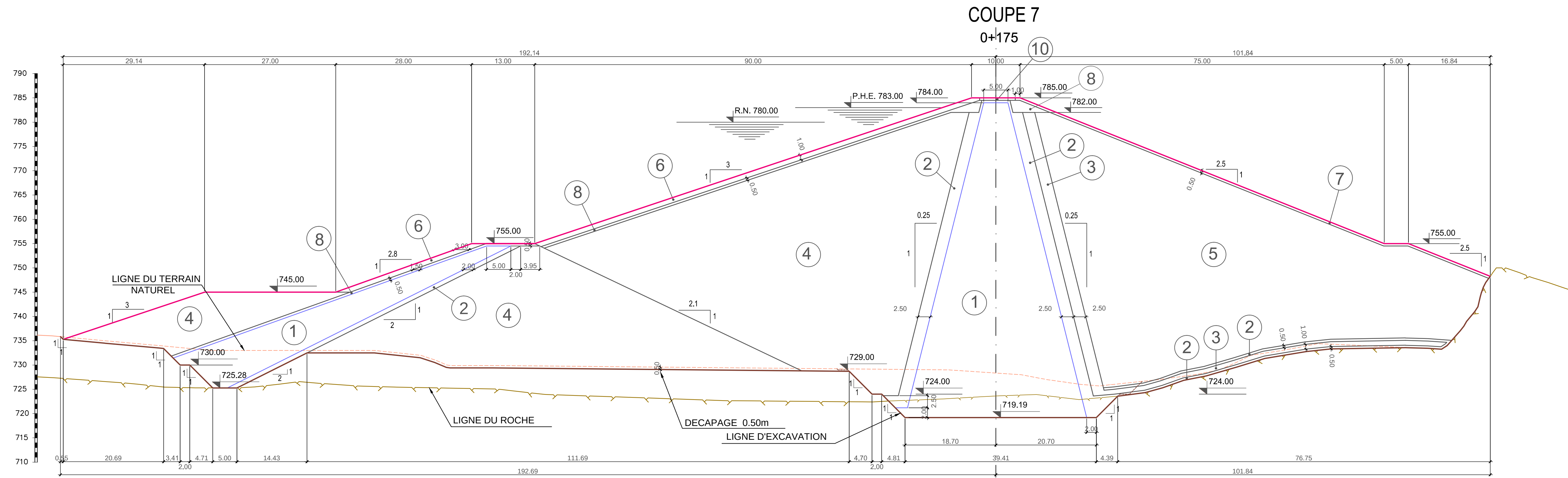
D'AFFAIRE N°:	07/ANBT/SM/2012	INDICE DU PLAN :	0	DATE :	31/01/2014
CHEF DE PROJET :	Nebojga Ocokoljic				
DRESSE :	Bogdan Kladarin, Dajana Uljarević				
DESSINE :	Milena Marković, Irina Pilipenko				
CONTROLE :	Ivan Givković				
DEP. :	110 - 202	ECHELLE : 1:500			
DESSIN N°:	12043-BAR-C-R-02			FEUILLE :	

0+230



- 0+250

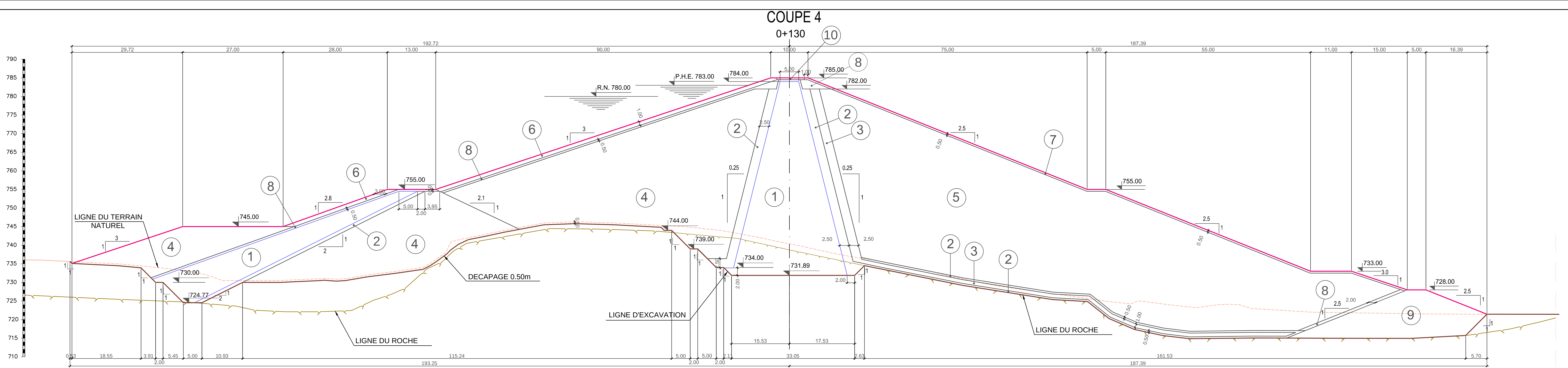




LEGENDE:

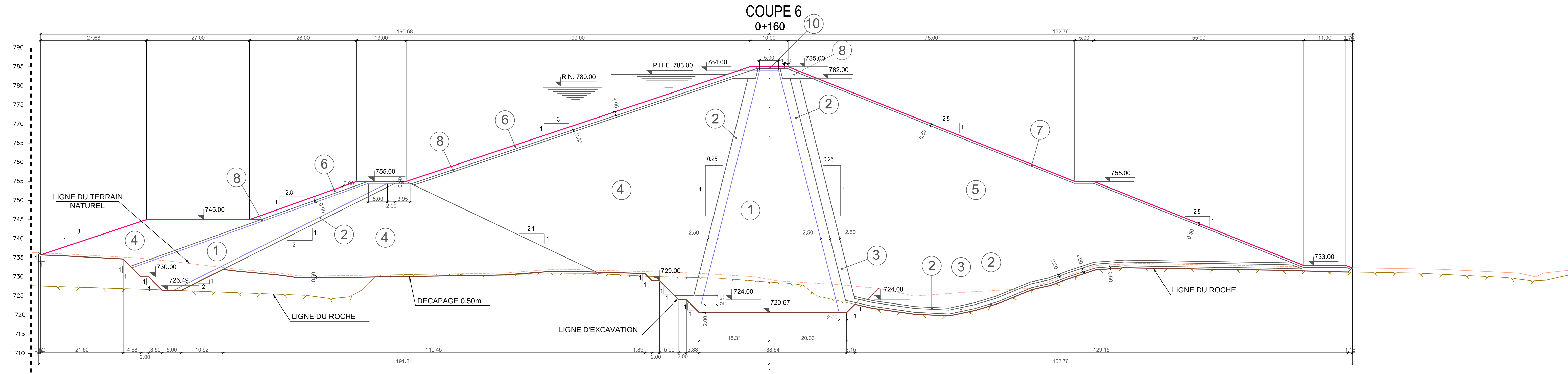
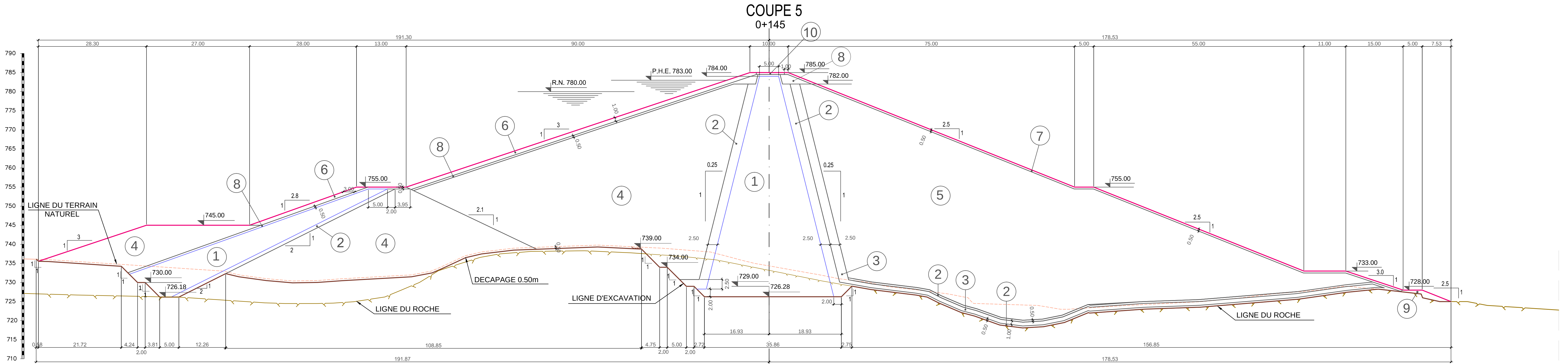
- 1 NOYAU ARGILE
- 2 FILTRE FIN
- 3 DRAIN
- 4 RECHARGE AMONT
- 5 RECHARGE AVAL
- 6 RIP RAP AMONT
- 7 RIP RAP AVAL
- 8 TRANSITION
- 9 ENROCHEMENT
- 10 COUCHE TAMPON

INDICE DU PLAN	DATE DE TRANSMISSION	DESCRIPTION DE LA MODIFICATION	DATE DE REVISION	STATUT DU PLAN	VISA
C					
B					
A					
0	31/01/2014	1 ^{re} EMISSION			
ENERGOPROJEKT HIDROINŽENJERING Belgrade, SERBIE					
MAITRE DE L'OUVRAGE : REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE MINISTRE DES RESSOURCES EN EAU AGENCE NATIONALE DES BARRAGES ET TRANSFERTS A.N.B.T.					
PROJET : BARRAGE SOUBELLA ETUDES D' EXECUTION					
OUVRAGE : BARRAGE					
TITRE DU PLAN : COUPES TRANSVERSALES DU BARRAGE COUPE 7-7, COUPE 8-8, COUPE 9-9					
D'AFFAIRE N°:	07/ANBT/SM/2012	INDICE DU PLAN:	0	DATE:	31/01/2014
CHEF DE PROJET:	Nebojka Ockoljic				
DRESSE:	Bogdan Kladarin, Dajana Ujarevi				
DESSINE:	Milena Markovic, Irina Pilipenko				
CONTROLE:	Ivan Givkovic				
DEP.:	110-202	Echelle: 1:500			
DESSIN N°:	12043-BAR-C-R-06				FEUILLE:



LEGENDE:

- 1 NOYAU ARGILE
- 2 FILTRE FIN
- 3 DRAIN
- 4 RECHARGE AMONT
- 5 RECHARGE AVAL
- 6 RIP RAP AMONT
- 7 RIP RAP AVAL
- 8 TRANSITION
- 9 ENROCHEMENT
- 10 COUCHE TAMPON



INDICE DU PLAN	DATE DE TRANSMISSION	DESCRIPTION DE LA MODIFICATION	DATE DE REVISION	STATUT DU PLAN	VISA
C					
B					
A					
0	31/01/2014	1 ^{re} EMISSION			

ME	ENERGOPROJEKT
	HIĐROINĐENJERING Belgrade, SERBIE
	MAITRE DE L'OUVRAGE :
	REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE MINISTRE DES RESSOURCES EN EAU AGENCE NATIONALE DES BARRAGES ET TRANSFERTS A.N.B.T.

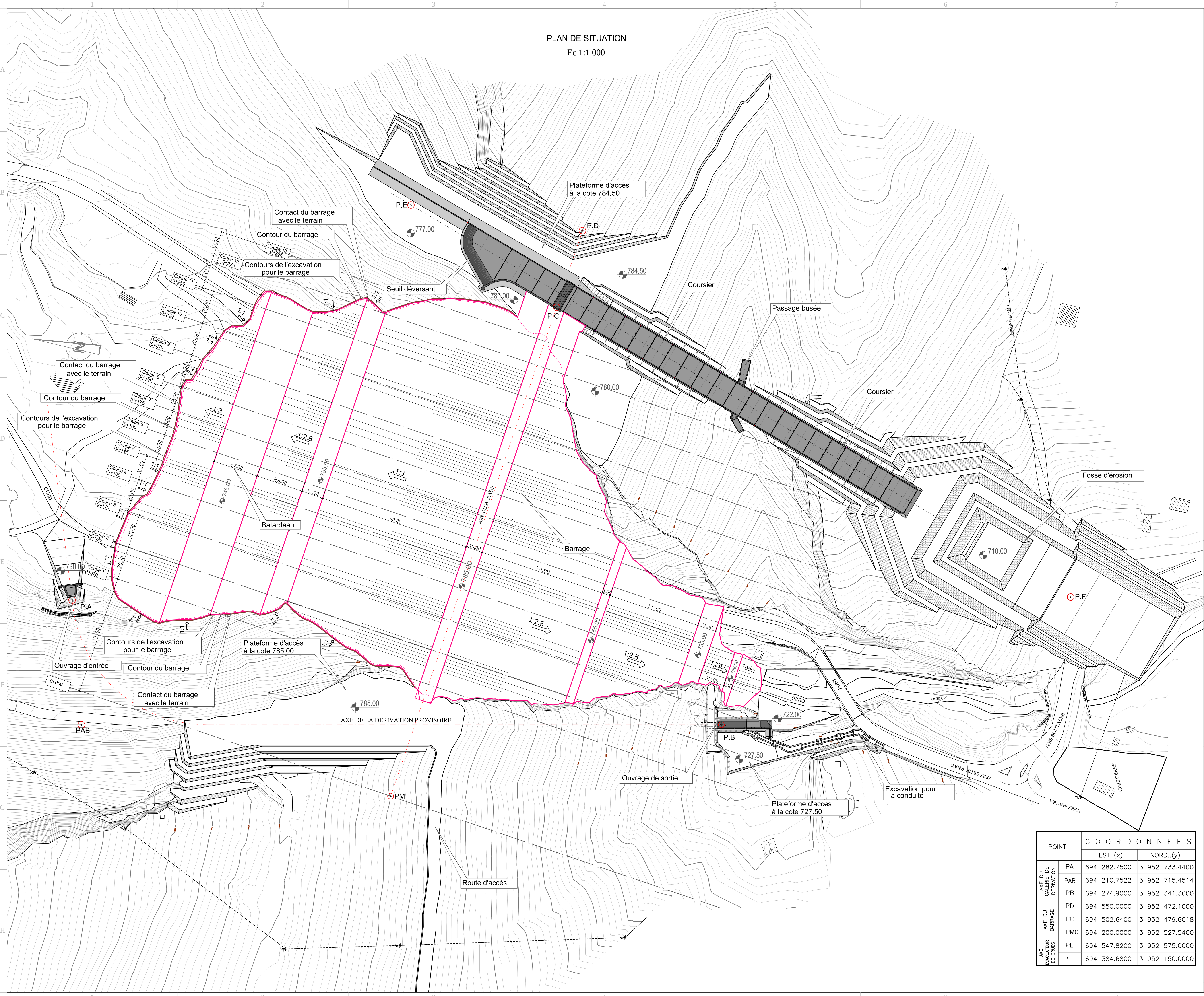
PROJET :
BARRAGE SOUBELLA ETUDES D'EXECUTION

OUVRAGE :
BARRAGE

TITRE DU PLAN :
COUPES TRANSVERSALES DU BARRAGE COUPE 4-4, COUPE 5-5, COUPE 6-6

D'AFFAIRE N ^o :	07/ANBT/SM/2012	INDICE DU PLAN :	0	DATE :	31/01/2014
CHEF DE PROJET :	Nebojsa Ocokoljic				
DRESSE :	Bogdan Kladarin, Dajana Ujarevic				
DESSINE :	Milena Markovic, Irina Pilipenko				
CONTROLE :	Ivan Givkovic				
DEP. :	110-202	ECHELLE :	1:500		
DESSIN N ^o :	12043-BAR-C-R-05			FEUILLE :	

FORMAT A1 - 840 x 594 = 0.50 m l



PLAN DE SITUATION
Ec 1:1 000

ECHELLE :
0 10 20 30 40 50m 1 : 1000

INDICE DU PLAN	DATE DE TRANSMISSION	DESCRIPTION DE LA MODIFICATION	DATE DE REVISION	STATUT DU PLAN	VISA
C					
B					
A					
0	31/01/2014	1 ^{re} EMISSION			

ME ENERGOPROJEKT
HIDROINŽENJERING Belgrade, SERBIE
MAITRE DE L'OUVRAGE :
REPUBLIQUE ALGERIENNE
DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DES RESSOURCES EN EAU
AGENCE NATIONALE DES BARRAGES ET TRANSFERTS
A.N.B.T.

PROJET :
BARRAGE SOUBELLA
ETUDES D' EXECUTION

OUVRAGE :
BARRAGE

TITRE DU PLAN :
PLAN DE SITUATION

D'AFFAIRE N°:	07/ANBT/SM/2012	INDICE DU PLAN:	0	DATE:	31/01/2014
CHEF DE PROJET:	N. Ocokoljic				
DRESSE:	B. Kladarin, D. Uljarevic				
DESSINE:	D. Bodroski, M. Markovic				
CONTROLE:	I. Givkovic				
DEP.:	110 - 202	ECHELLE:	1:1000		
DESSIN N°:	12043-BAR-C-R-01			FEUILLE:	

POINT		C O O R D O N N E E S	
		EST..(x)	NORD..(y)
AXE DU GALENE DE DERIVATION	PA	694 282.7500	3 952 733.4400
	PAB	694 210.7522	3 952 715.4514
	PB	694 274.9000	3 952 341.3600
AXE DU BARRAGE	PD	694 550.0000	3 952 472.1000
	PC	694 502.6400	3 952 479.6018
	PMO	694 200.0000	3 952 527.5400
AXE ENCADRE DE CANES	PE	694 547.8200	3 952 575.0000
	PF	694 384.6800	3 952 150.0000



Photo N°1 : Vue de l'axe du barrage à partir de l'aval



Photo N°2 : Vue de l'axe du barrage à partir de l'amont

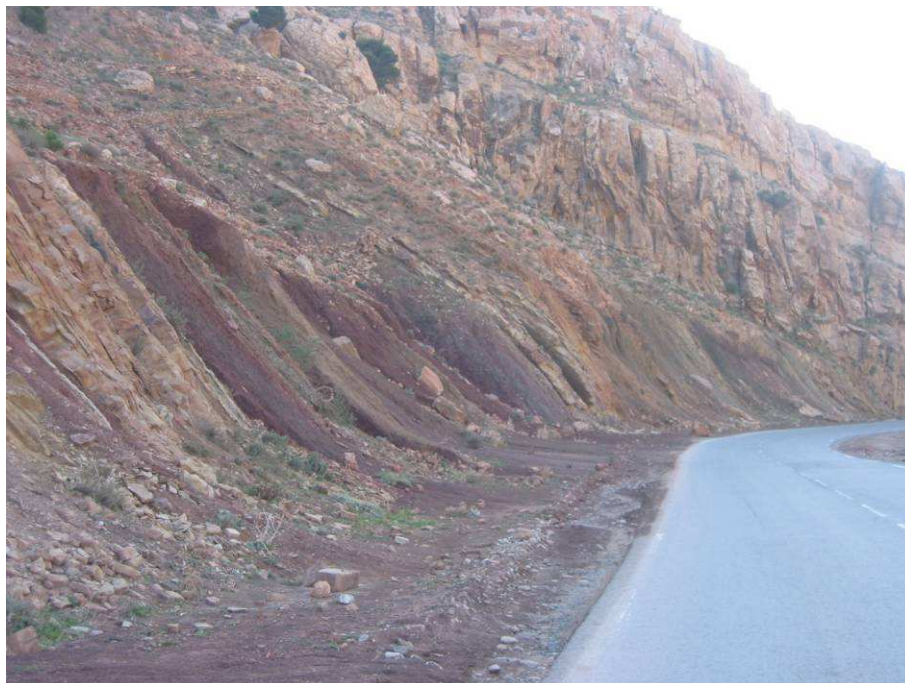


Photo N°3 : Vue de la rive gauche

On note la discordance angulaire entre les calcaires miocènes et les marnes sous jacentes.



Photo N°4 : Vue de la rive droite à partir de l'aval.

On note les fractures subverticales amont-aval ouvertes en surface. Elles sont beaucoup plus ouvertes vers le talus par appel au vide.



Photo N°5 : Vue de la rive gauche à partir de l'aval.

De même que sur la rive droite, on remarque les fractures subverticales amont-aval ouvertes en surface. On note qu'elles sont beaucoup plus ouvertes vers le talus par appel au vide.



Photo N°6 : Vue de l'aval depuis l'axe du barrage

On remarque la faille inverse sur le coté droit à la rupture de pente sous le réservoir d'eau.



Photo N°7 : Détail de la partie droite de la photo 6 montrant la faille inverse.



Photo N°8 : Vue du côté amont de la rive droite.

On distingue les falaises calcaires au sommet et les marnes sous colluvions en dessous.



Photo N°9 : Détail des éboulis parfois très volumineux au pied des falaises calcaires.



Photo N°10 : Vue du haut de la rive gauche.

Les karsts qui affectent cette rive soulignent le réseau de fracture orienté sensiblement rive gauche – rive droite.



Photo N°11 : Vue de la cuvette.

Elle renferme des zones d'alluvions ainsi que la basse terrasse argilo limoneuses.

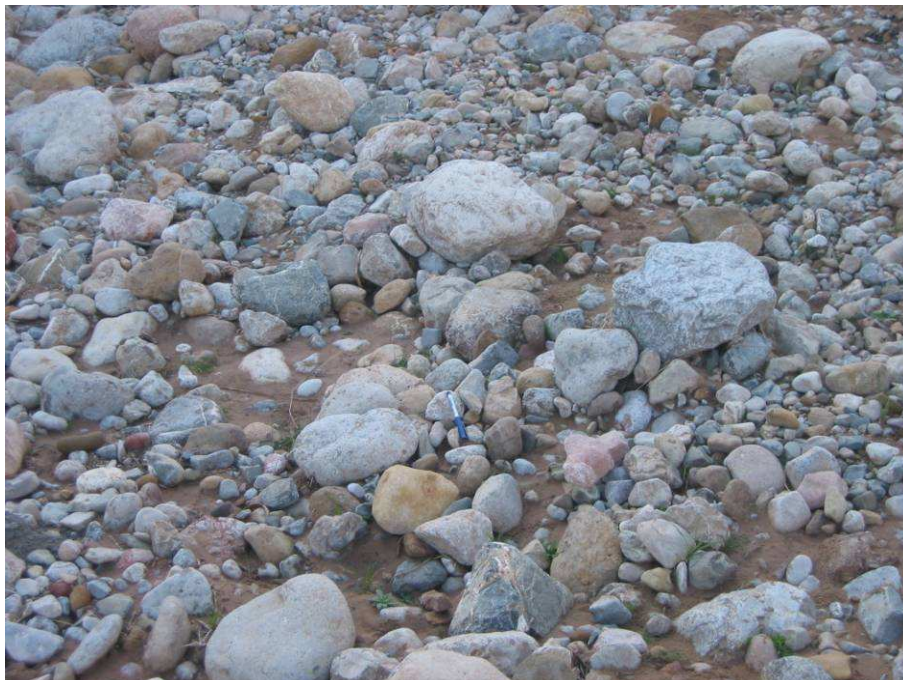


Photo N°12 : Détail des alluvions grossières du lit de l'oued



Photo N°13 : Vue de la zone d'emprunt avale (Zone A)