الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية وزارة التعليم
العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR HYDRAULICS
"The MujahidAbdellah ARBAOUI"

المدرسة الوطنية العليا للري
"المجاهد عبد الله عرباوي"

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

Option : Ouvrage hydrotechnique et Amenagement

THEME :

Etude de l'avant-projet détaillé du barrage Souk Tleta (W. Tizi Ouzou)

Présenté par :
DJITLI Lina

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
HADJ SADOK Ahmed	Professeur	Président
ZAIBAK Issam	MCB	Examinateur
BOUZIANE Mamar	MCB	Examinateur
HEBBOUCHE Abdelhamid	MCA	Promoteur

Session Septembre 2025

Remerciements

A terme de mon travail,

***J**e remercie avant tous le Dieu tout puissant de m'avoir donné la force et le courage durant toutes mes années d'études et pour accomplir ce travail.*

***J**e remercie chaleureusement mon promoteur Mr HEBBOUCHE Abdelhamid pour m'avoir guidé et aidé tout au long de mon travail montrant une grande disponibilité à mon égard.*

***T**oute gratitude à nos professeurs et enseignants qui nous ont guidés au cours de la formation d'ingéniorat, et nos respects aux membres de jury qui nous feront l'honneur d'apprécier ce travail.*

ملخص

تعتبر السدود أكبر خزانات تخزين المياه، وتستخدم في العديد من القطاعات. يمثل هذا العمل دراسة للمشروع الأولي المفصل لسد على وادي بوقدورة، مع الأخذ في الاعتبار الجوانب الجيولوجية، الهيدرولوجية، والاقتصادية. تم إجراء تحليل جيولوجي وهيدرولوجي، مصحوبًا بتحديد أبعاد جسم السد من النوع النطاقي بنواة طينية. بالإضافة إلى تحديد أبعاد المنشآت الملحقة مثل المفرغ الفيضاني، مأخذ المياه، ونافورة التصريف. وأخيرًا، اختتم العمل بتخطيط موقع البناء الذي حدد الوقت اللازم لإنجاز هذا المشروع

Résumé

Les barrages constituent les plus grands réservoirs de stockage d'eau, utilisés dans de nombreux secteurs. Ce travail est une étude de l'avant-projet détaillé d'un barrage sur l'oued de BOUGDOURA, en prenant en compte les aspects géologiques, hydrologiques et économiques. Une analyse géologique et hydrologique a été réalisée, accompagné du dimensionnement de la digue de type zoné avec un noyau d'argile . Ainsi que le dimensionnement des ouvrages annexes tels que l'évacuateur de crue, la prise d'eau et la vidange de fond. Enfin, le travail s'est achevé par la planification du chantier qui a determiner le temps de construction de ce projet

Summary

Dams are the largest water storage reservoirs, used in many sectors. This work is a detailed preliminary project study for a dam on the Oued Bougdoura, taking into account geological, hydrological, and economic aspects. A geological and hydrological analysis was carried out, accompanied by the sizing of a zoned dam with a clay core. In addition, the dimensions of ancillary structures such as the spillway, water intake, and bottom outlet were determined. Finally, the work concluded with the construction site planning, which determined the time required to complete this project

Sommaire

Introduction générale..... 13

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.1. Introduction 15

I.2. Situation et topographie 15

I.3. La géologie 17

I.4. Tectonique 19

I.5. Sismicité régionale et en site 19

I.6. Etude géotechnique 20

I.6.1. Caractéristiques géotechniques essentielles 20

I.7. Perméabilité et conditions hydrogéologiques 22

I.8. Climatologie 24

I.9. Conclusion 25

Chapitre II : Etude hydrologique

II.1 Introduction 26

II.2 Etude géomorphologique 26

II.2.1 Caractéristiques morphologiques 26

II.3 Etude du relief 27

II.4 Caractéristiques hydrographiques 30

II.4.1 Paramètres hydrographiques 30

II.5 Etude des crues 32

II.5.1 Paramètres de la station hydrométrique 32

II.5.2 Choix du modèle fréquentiel 32

II.5.3 Ajustement des données de la station hydrométrique par la loi de Gumbel 32

II.5.4 Ajustement des données de la station hydrométrique par la loi log normal (Loi de Galton) 34

II.6 Calcul du débit de pointe maximal par la méthode GRADEX 36

II.7 Hydrogramme de crues 39

II.7 Étude des apports liquides 42

II.8 Caractéristiques de l'écoulement 43

II.9 Étude des apports solides 44

II.10 Régularisation des débits 46

II.11 Laminage des crues 50

II.12 Etude d'optimisation..... 53
II.13 Conclusion 58

Chapitre III : Dimensionnement de la digue

III.1 Introduction.....60
III.2 Le choix de type du barrage.....60
III.2.1 Barrage en terre à noyau argileux..... 61
III.3 Profil générale de la digue 62
III.3.1 Hauteur du barrage 62
III.4 Etanchéité du barrage 65
III.5 Les drains..... 66
III.6 Les filtres 67
III.7 Calcul des volumes de la digue.....69
III.8 Conclusion 70

Chapitre IV : Dimensionnement des ouvrages annexes

IV.1 Introduction 72
IV.2 Les principales ouvrages annexes.....72
IV.2.1 L'évacuateur de crues..... 72
IV.2.2 Le dimensionnement de l'évacuateur de crue latérale à entonnement frontale 75
IV.2.3 Le déversoir 76
IV.2.4 Le convergeant.....79
IV.2.5 Le coursier 80
IV.2.6 Bassin de dissipation 88
IV.2.7 Canal de restitution..... 92
IV.2.8 Hauteurs des murs bajoyers 93
IV.2.9 Vidange de fond 94
IV.2.10 La tour de prise 100
IV.3 Conclusion..... 102

Chapitre V : Stabilité de la digue

V.1. Présentation du logiciel GeoStudio 2018 104
V.2. Le module SLOPE/W..... 104
V.3 Étude de cas : Modélisation du barrage de Souk Tleta (Wilaya de Tizi Ouzou)..... 105
V.3.1 Présentation du site..... 105

V.4 Scénarios de modélisation 105
V.4.1 Cas 1 : Fin de construction – régime statique 105
V.4.2 Cas 2 : Niveau NNR (Niveau Normal de Retenue) – régime statique 105
V.4.3 Cas 3 : Vidange rapide 106
V.5 Géométrie du barrage 106
V.6 Paramètres géotechniques 107
V.7 Résultats et interprétation de la modélisation de la digue 108
V.7.1 Cas de fin de construction 108
V.7.2 Calcul statique de la stabilité en cours d'exploitation (niveau NNR) 110
V.7.3 Analyse de la stabilité lors d'une vidange rapide 111
V.8 Conclusion 112

Chapitre VI : Organisation de chantier

VI.1. Introduction 114
VI.2. Mise en place technique préalable 114
VI.3. Installation du chantier 115
VI.4 Attributions et obligations des parties prenantes sur site 117
VI.5 Les moyens de chantier 119
VI.6 Terrassement au niveau des installations de chantier 120
VI.7 Planification 122
VI.7.1 Étapes de la planification 122
VI.7.2 Plannings des travaux 123
VI.7.3 Techniques de la planification 123
VI.7.4 La Méthode du Chemin Critique (CPM) 124
VI.7.5 Méthode de calcul de C.P.M 125
VI.7.6 Symboles des différentes opérations 125
VI.8 Conclusion 126
Conclusion générale 128
Bibliographie.
Annexe.

Liste des Tableaux

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1: Valeurs du coefficient d'accélération de la zone selon le RPA (version 2024)…20

Chapitre II : Etude hydrologique

Tableau II.1 : La distribution des surfaces 27

Tableau II.2 : Altitudes caractéristiques 28

Tableau II.3 : classification O.R.S.T.O.M……..32

Tableau II.3 : Paramètres des stations pluviométriques 34

Tableau II.4: résultats de l'ajustement à la loi de GUMBEL 35

Tableau II.5 : Comparaison des caractéristiques de la loi de GUMBEL et de l'échantillon…35

Tableau II.6 : résultats de l'ajustement à la loi de GALTON.....37

Tableau II.7 : Comparaison des caractéristiques de la loi de GALTON et de l'échantillon…..37

Tableau II.8 : La première phase du processus consiste à adapter la série pluviométrique à la loi de Gumbel 39

Tableau II.9 : Les résultats de l'ajustement pour les différents temps de retour.....40

Tableau II.10 : Les valeurs des débits pour les différentes stations 41

Tableau II.11 : hydrogramme de crue 42

Tableau II.12 : Les valeurs des volumes pour les différentes altitudes 49

Tableau II.13 : Répartition mensuelle des besoins de l'alimentation en eau potable + irrigation (source ANBT) 48

Tableau II.14 : la répartition mensuelle des apports pluviaux dans le bassin versant.....48

Tableau II.15 : Détermination de volume de charge..... 52

Tableau II.16 : La revanche par différentes formules 55

Tableau II.17 : calcul de la largeur en crête..... 56

Tableau II.18 : Coût et volume de la digue 56

Tableau II.19 : coût de déversoir 57

Tableau II.20 : coût du canal d'approche.....57

Chapitre III : Dimensionnement de la digue

Tableau III.1 : Les pentes des talus du barrage de Souk El Tlata 63

Tableau III.2 : Evaluation du volume et du prix total des différents matériaux.....70

Chapitre IV : Dimensionnement des ouvrages annexes

Tableau IV.1: Coordonnées de la nappe déversante 76

Tableau IV.2: Calcul du débit dans le coursier (Tonçon1).....81
Tableau IV.3 : Calcul du débit dans le coursier (Tronçon 2)..... 82
Tableau IV.4 : Calcul de ligne d'eau dans le 1ere tronçon du coursier.....86
Tableau IV.5 : Calcul de ligne d'eau dans le 2eme tronçon du coursier.....87
Tableau IV.6: Choix du type de ressaut 88
Tableau IV.7 : Résultats de calcul le temps de vidange pour 2.5m de diamètre 97
Tableau IV.8: résultats de calcul pour la conduite de vidange 99

Chapitre V : Stabilité de la digue

Tableau V.1 : Les valeurs de facteurs de sécurité admissibles (Fad) pour l'ensemble des cas étudiés 106
Tableau V.2 : Les caractéristiques des différents matériaux 108

Chapitre VI : Organisation de chantier

Tableau VI.1 : Symboles des opérations et leurs duré 125

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I.1 : Les branches du réservoir 15
Figure I.2: Situation de la zone du projet 17
Figure I.3: coupe géologique de oued bougdoura 18
Figure I.4 : Coupe géologique de la rive gauche 18
Figure I.5 : coupe géologique de la rive droite 19
Figure I.6 : zoange sismique de l'Algerie 21

Chapitre II : Etude hydrologique

Figure II.1: le basin versant du barrage Souk Tleta 22
Figure II.1 : Courbe hypsométrique du bassin versant 27
Figure II.2 : graphe de l'ajustement de 021909 à la loi de GUMBEL 33
Figure II.3 : Graphe de l'ajustement à la loi de GALTON 35
Figure II.4 : Graphe de l'ajustement des pluies et la droite d'exploration des débits 38
Figure II.5 : Hydrogramme de crue 42
Figure II.6 : courbe capacité-hauteur H=f(V) 47
Figure II.7 : courbe hauteur-surface 48

Chapitre III : Dimensionnement de la digue

Figure III.1 : Coupe d'un barrage en terre à noyau argileux 61
Figure III.2 : Schéma représentatif des hauteurs 62

Chapitre IV : Dimensionnement des ouvrages annexes

Figure IV.1: Profile du déversoir type Creager 77
Figure IV.2 : Tracé des deux tronçons du coursier 81
Figure IV.3 : schéma de la section rectangulaire d'un coursier 84
Figure IV.4 : Tracé de la ligne d'eau dans le tronçon 1 86
Figure IV.5 : Tracé de la ligne d'eau dans le tronçon 2 87
Figure IV.6 : Schéma des différents types de basin de dissipation USBR type III 89
Figure IV.7 : Schéma de basin de dissipation USBR type III 90
Figure IV.8 : Efficacité du ressaut dans un canal rectangulaire 91
Figure IV.9 : coupe transversale de la digue 95

Chapitre V : Stabilité de la digue

Figure V.1 : La configuration géométrique utilisée dans la modélisation 107
Figure V.2 : Stabilité talus amont (Fin de construction) 109
Figure V.3 : Stabilité talus aval (Fin de construction) 109
Figure V.4 : Stabilité talus amont (Statique NNR) 110
Figure V.5 : Stabilité talus aval (Statique NNR) 110
Figure V.6 : Stabilité talus aval (Transitoire vidange rapide) 111
Figure V.7 : Stabilité talus amont (Transitoire vidange rapide) 112

Chapitre VI : Organisation de chantier

Figure VI.1 : Réseau à nœuds 124
Figure VI.2 : Réseau à flèches 124
Figure VI.3 : Le diagramme de GANTT 126

Introduction

INTRODUCTION GENERALE

Les ressources en eau en Algérie, en particulier celles présentes en surface, constituent une richesse essentielle pour l'avenir du pays et jouent un rôle crucial dans la réussite de son développement économique. En effet, ces ressources sont un pilier sur lequel repose une grande part de la prospérité à venir.

La gestion efficace et raisonnée de l'eau a toujours été une priorité pour les autorités algériennes, qui se sont engagées à exploiter ces ressources de manière durable.

Dans cette optique, la wilaya de Tizi Ouzou a été incluse dans un ambitieux programme de construction de barrages, visant à résoudre le problème du manque d'eau pour la consommation domestique et l'agriculture. Parmi les projets phares de ce programme, on trouve le barrage de Souk Tleta, situé sur l'oued Bougdoura, qui fera l'objet de cette étude et sera destiné à l'alimentation en eau potable de la ville d'Alger, tout en permettant l'irrigation des terres agricoles environnantes.

L'étude suivante contient huit chapitres qui contribuent à l'évolution de ce projet : les deux premiers chapitres de cette étude se concentrent d'abord sur l'étude topographique ainsi que sur l'étude géologique et géotechnique du site. Ces deux aspects permettent, dans un premier temps, de localiser avec précision l'emplacement optimal du réservoir, et, dans un second temps, d'analyser en détail les caractéristiques morphologiques et climatiques du site. En outre, ils offrent une compréhension approfondie du comportement hydrologique du bassin versant, posant ainsi les fondations pour une étude d'optimisation visant à déterminer la largeur idéale des déversoirs. Cette optimisation, qui repose sur une étude hydrologique poussée, constitue une étape clé dans le processus global de conception. Enfin, une étude technico-économique approfondie est réalisée afin de sélectionner la variante la plus adéquate pour l'évacuateur de crues du barrage, tout en garantissant une vérification rigoureuse de la stabilité de la digue

Le projet de ce barrage se compose de deux éléments essentiels : la digue et les infrastructures annexes. Ces dernières, indispensables pour la sécurité et le bon fonctionnement du barrage, un évacuateur de crues, une prise d'eau et un système de vidange de fond. Dans ce contexte, la seconde partie de ce mémoire est consacrée à la conception et au dimensionnement des ouvrages annexes du barrage, garantissant ainsi une vision globale du projet.

Enfin, pour clore ce mémoire, une attention particulière est accordée à l'organisation du chantier. Cette étape est cruciale, car elle a pour objectif de garantir l'exécution du projet dans les délais impartis tout en maximisant l'efficacité des coûts.

Chapitre I

Présentation de la zone d'étude

I.1. Introduction

Ce chapitre présente un résumé des études préliminaires réalisées lors de l'étude de l'avant-projet détaillé, incluant la topographie, la géologie et la géotechnique. L'étude topographique comprend trois aspects : la topographie du bassin versant, celle de la vallée de la rivière, ainsi que celle du site du barrage et de la retenue. L'étude géologique et géotechnique vise à identifier la géologie du site, de la cuvette et de l'axe du barrage, ainsi qu'à analyser les principales caractéristiques géotechniques telles que la perméabilité, le degré de consolidation, le tassement et l'histoire géologique le long de l'axe du barrage. Ces éléments permettent de déterminer le régime de traitement de fondation à adopter. Par ailleurs, l'étude géologique et géotechnique permet également de localiser la zone d'emprunt des matériaux de construction.

I.2. Situation et topographie

Le site du barrage Souk El Telata sur l'Oued Bougdoura se situe à l'extrémité occidentale de la Grande Kabylie à 8.5 km de Tizi Ouzou , à 80 km environ à vol d'oiseau d'Alger dans la direction Est

Le réservoir sera constitué essentiellement par deux branches formées par les vallées de l'Acif Tlata et du Tala Imedrene respectivement, qui confluent tout en amont du barrage avec un angle ouvert à 120° environ. Après la confluence, l'Oued Bou-Gdoura tourne à Sud de 120° environ, et continue en direction Est, s'engageant dans une gorge, qui a une longueur de quelques centaines de mètres. Comme la montre la figure ci-dessous,



Figure I.1 : Les branches du réservoir. (**Source** : google earth)

- ✓ La gorge sélectionnée pour l'implantation du barrage correspond à ce site. Cette gorge est également traversée par la route reliant Draa Ben Khedda à la RN 25.
- ✓ Le fond de la rivière est situé approximativement au niveau 65 m NGA et présente en son endroit le plus étroit une largeur d'environ 50 m. Les flancs de la vallée montent jusqu'au niveau 150 m NGA au moins, avec une pente dépassant par endroits 2 :1 (2 verticalement et 1 horizontalement).
- ✓ La largeur de la vallée, à la cote du sommet du barrage, est de 200 m environ.
- ✓ La rive gauche est intéressée, au verso, par la présence d'un afférent de l'Acif Tlata, qui coule de N à S, et donc en sens contraire à l'Oued Bougdoura, mais presque parallèle à ce dernier. La rive est donc, en effet, constituée par une longue petite chaine qui, en aval de l'axe du barrage, diminue en hauteur à tel point qu'il devient nécessaire la construction d'une digue de col
- ✓ Les coordonnées Lambert du site selon la carte 1/25000 sont :
    - X = 610 .4 kmNGA
    - Y = 376.1 kmNGA
    - Z = 64 km NGA

- Le plan de situation de l'ouvrage est montré dans la figure suivante :

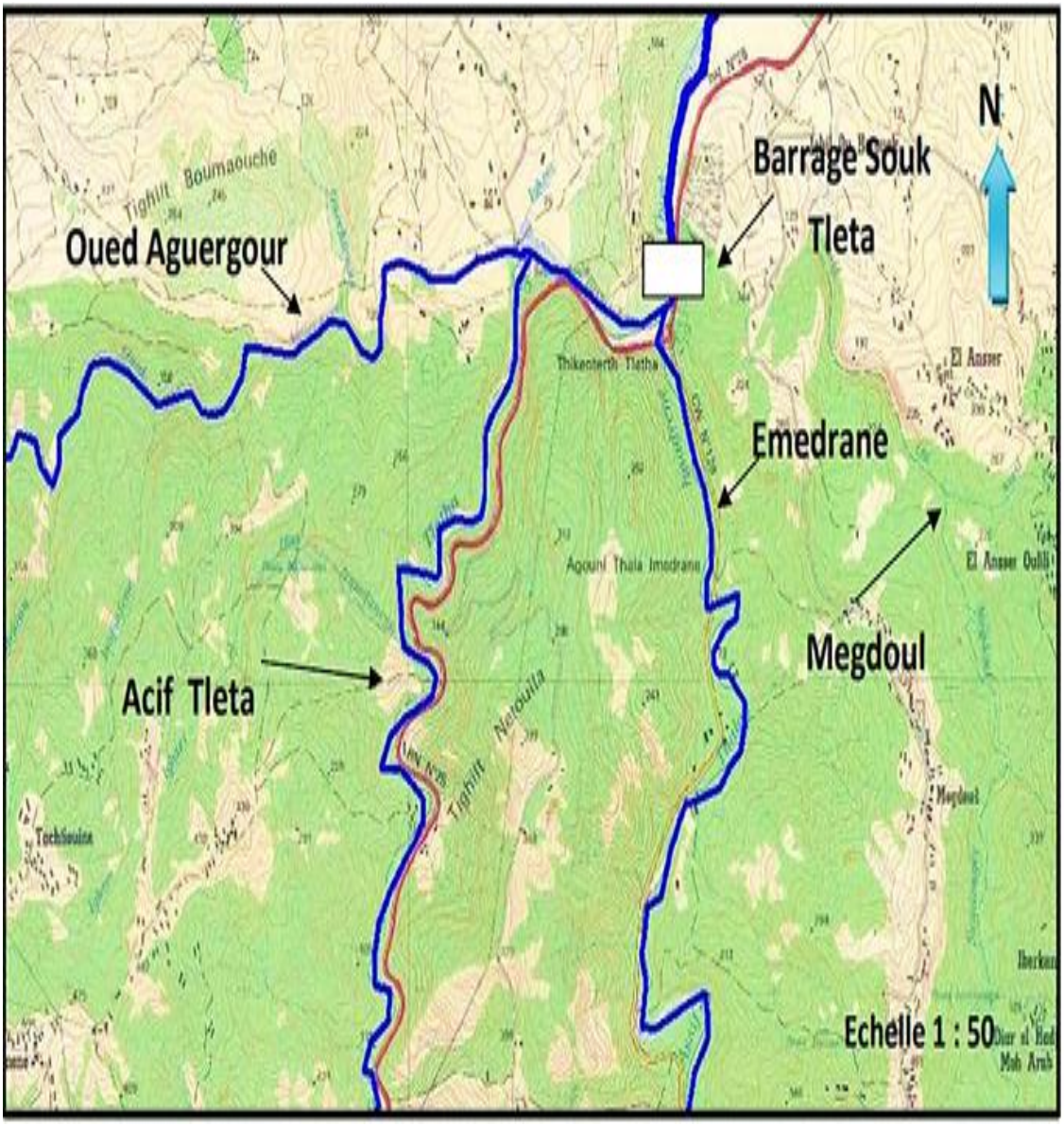


Figure I.2: Situation de la zone du projet.

(**Source** : BET)

I.3. La géologie

Dans la zone du barrage, les sédiments burdigaliens couvrent les terrains ante-miocènes du socle métamorphique primaire, formant un faciès transgressif. Ces terrains affleurent à l'amont de la gorge de Souk El Tlata, jusqu'à la chaîne calcaire du Djurdjura. La transgression se caractérise par des conglomérats de base, suivis de grès fins, siltites et pélites en alternance. Les lithofaciès rencontrés comprennent des détritus de nappe, des colluvions et éluvions, ainsi que

des alluvions de l'Oued. Les poudingues, occupant une grande surface, sont composées principalement de gneiss et de Q-pegmatites, et deviennent compactes en profondeur. Les grès burdigaliens sont stratifiés et peuvent présenter une coloration variable. Les pélites burdigaliennes, qui forment la fondation du barrage auxiliaire, sont très plastiques et imperméables, avec une faible perméabilité. Les phyllades, constituées de schistes noirs, affleurent également le long de l'Oued.(Les figures ci-après représente la coupe géologique de l'oued) .

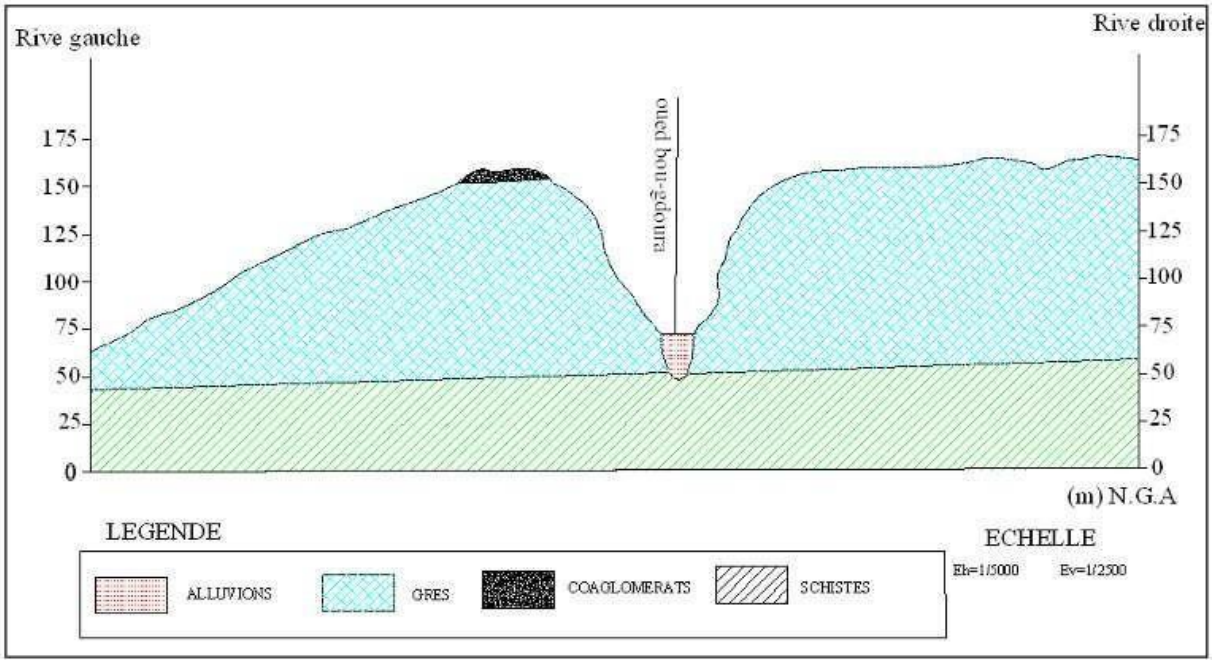


Figure I.3: coupe géologique de Oued Bougdoura.

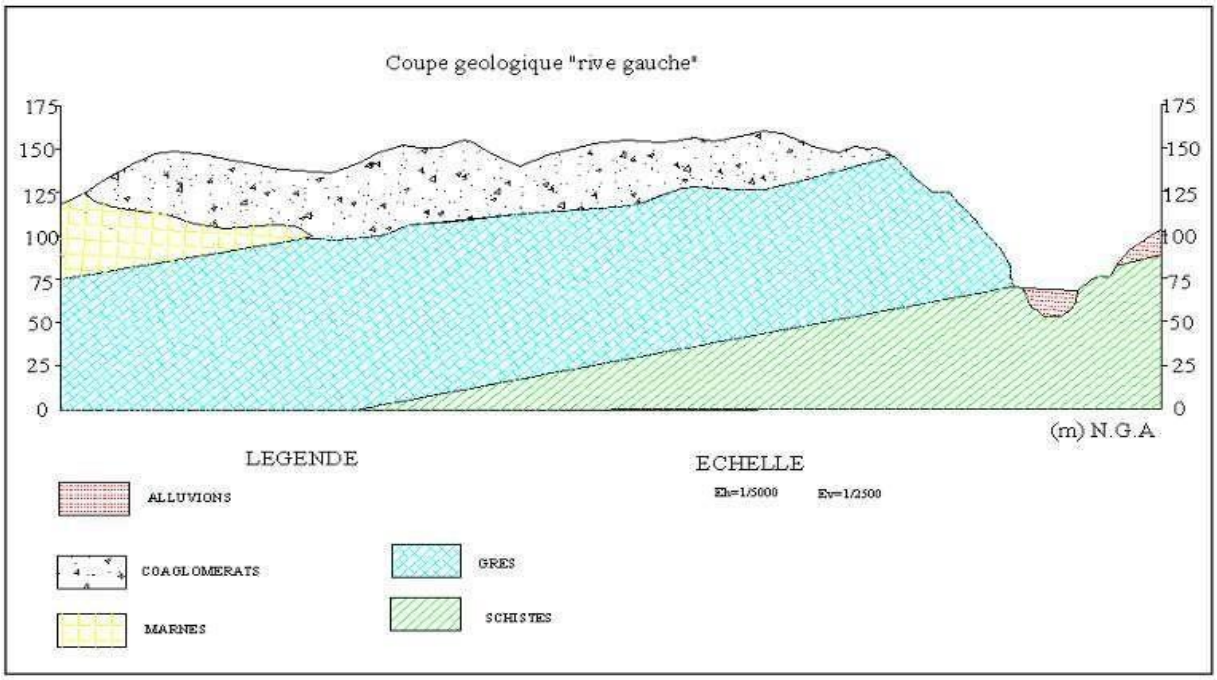


Figure I.4 : Coupe géologique de la rive gauche.

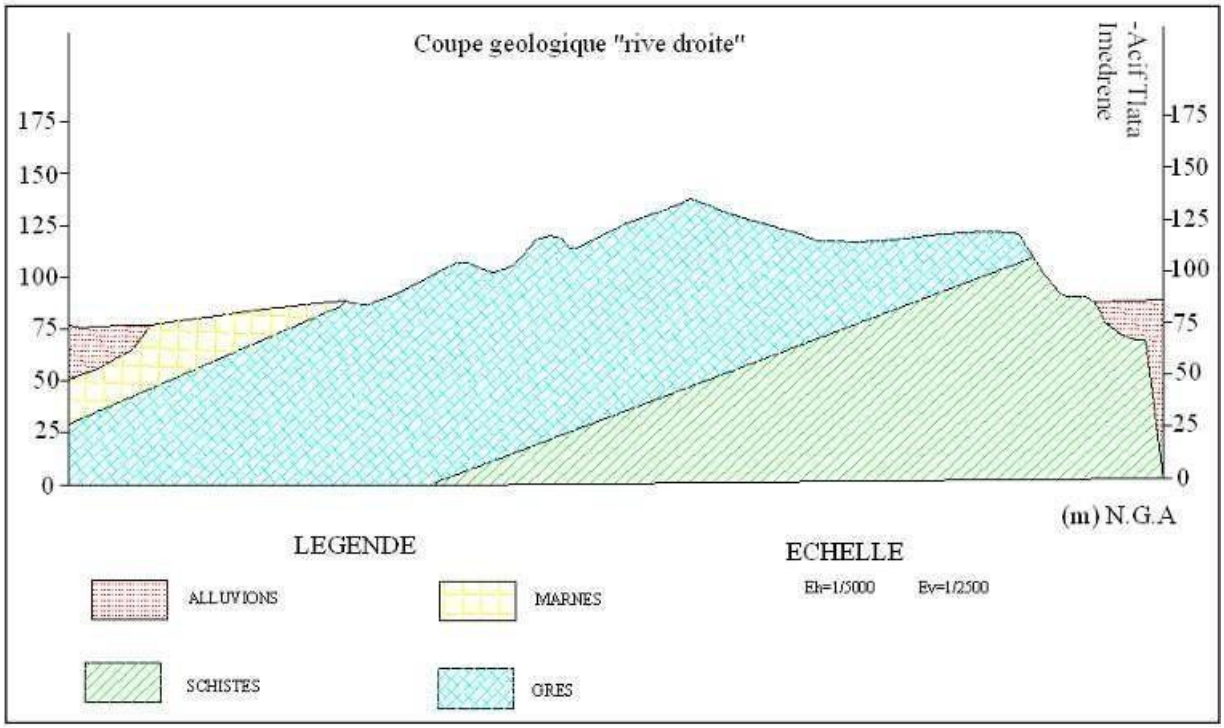


Figure I.5 : coupe géologique de la rive droite.

I.4. Tectonique

La série stratigraphique paléozoïque à quaternaire a subi plusieurs déformations, mais les deux événements principaux sont :

- La tectonique alpine, responsable des principales formations de la Kabylie, avec des chevauchements et cisaillements visibles dans la roche métamorphique.
- La tectonique néogène post-nappes, qui a formé le bassin miocène de Draa Ben Khedda – Tizi-Ouzou, visible par le plissement des grès et argiles miocènes à El Kmine, ainsi qu'une faille le long de l'Oued Ksari qui décale verticalement les bancs de grès de 20 mètres.

Les grès miocènes ont aussi été affectés par la néotectonique distensive post-burdigalienne, avec un réseau de failles et de fractures très visibles à la surface des grès.

I.5. Sismicité régionale et en site

Il est crucial de prendre en compte les paramètres sismiques pour garantir la stabilité en cas de séisme à cet effet la stabilité de notre ouvrage a été vérifié vis à vis des conditions de résistance prescrite par le règlement parasismique algériennes (RPA99/2024), les valeurs du coefficient d'accélération de la zone est tiré à partir du tableau suivant :

Tableau I.1: Valeurs du coefficient d'accélération de la zone selon le RPA (version 2024).

Groupe	I	II-a	II-b	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
IB	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Selon la Carte d'intensité des séismes maximums survenus en Algérie entre 1716 et 1989 (CRAAG, 1994), la localité où se situe l'ouvrage appartient à la zone II-a, correspondant à un niveau de sismicité moyenne. Cette classification attribue un coefficient d'accélération de 0,2, valeur qui sera utilisée dans le calcul de stabilité.

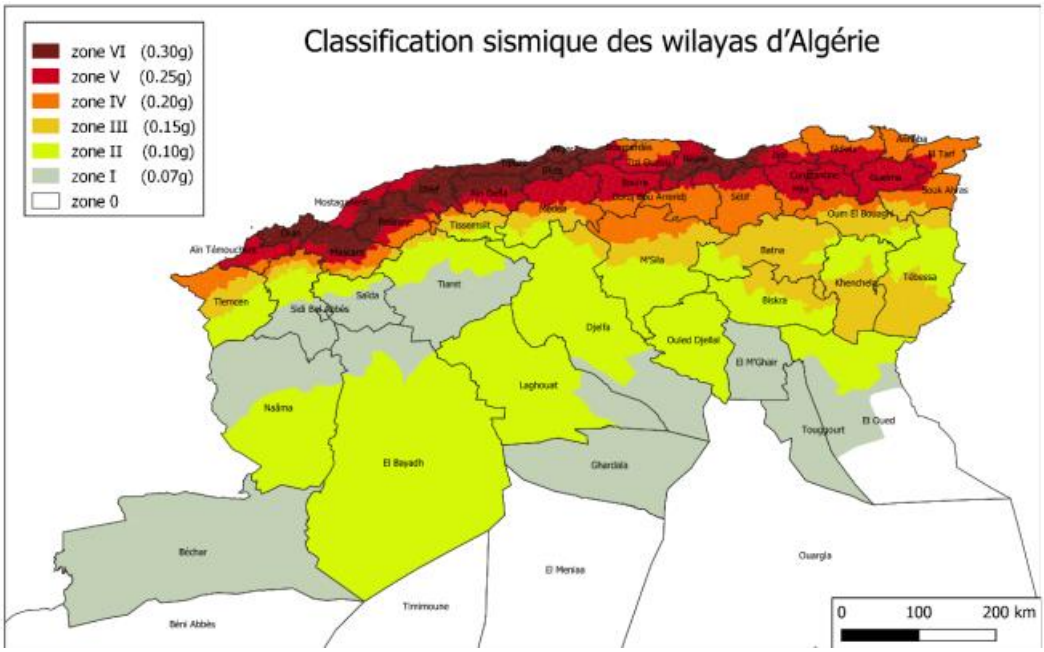


Figure I.6: Zonage sismique de l'Algerie

I.6. Etude géotechnique

Pour déterminer précisément les caractéristiques et les comportements mécaniques des sols, les paramètres géotechniques sont établis à partir des résultats des reconnaissances sur le terrain, des essais en laboratoire, de l'observation du comportement des massifs rocheux en milieu naturel, ainsi que des comparaisons avec des valeurs empiriques. Les principales caractéristiques géotechniques du site du barrage sont présentées ci-dessous.

I.6.1. Caractéristiques géotechniques essentielles

Types de sols	Paramètres de classification	Paramètres de compactage AA.S.H.0. Standard	Paramètres mécaniques des échantillons compactés à Wn optimum
Colluvions argileuses	-Granulométrie, fraction < 2 microns % : X=11±4 -Limites et indices de consistance % : Wl=35,3±6 I_p=16, 6±5 -Activité colloïdale : A= 1,56±0,9 -Teneur en matière organique % : X=0,93±0,7 Classification U.S.C.S. 81% CL 14% SC-CL 5% GC-CL	-Densité sèche optimum t/m^3 : γ_d = 1,83±0,05 -Teneur en eau optimum % : W_s=14	-Caractéristiques œdométriques : * Indice de compression C_c= 0,15±0,03 * Indice de gonflement C_g=0,018±0,007 * Coefficient de perméabilité k entre 2 et 8 bars Cm/s : K=4x 10-5±3x 10-5 - Caractéristiques de résistance au cisaillement : * Essai triaxial CU kg/cm^2 : C'= 0,35÷0,55 φ'= 18÷19°

Alluvions graveleuses de l'Oued Bou Gdoura	-Granulométrie, fraction <0.06 mm % : 8÷23 -Densité relative : DR =0,59±0,2 - Classification U.S.C.S. : 48% SC-CL 24% GC 4% SC	-Densité sèche optimum t/m^3 : γ_d=2,13±0,03 Teneur en eau optimum % : Ws =7,3±0,5	-Caractéristiques de résistance au cisaillement : * Essai triaxial consolidé et drainé (CD) kg/cm^2 : C'= 0 φ'= 42,5°
Grès burdigaliens	-Granulométrie, fraction < 0,06 mm % : 30÷68 -Limites et indices d'Atterberg % : WL=27,4 IP=12,2 -Teneur en carbonates, à l'exclusion des lithotypes organogènes % : X=13,7±6,5 Désagrégation après 70 j. d'immersion 0		
Pélites altérées	-Granulométrie, fraction < 2 microns % : X=25±4 -Limites et indices d'Atterberg % : WL=44±2,5 IP=22,5±3 -Activité colloïdale A= 1,25±0,3 -Teneur en carbonates % : X=16,4±3,2 -Classification U.S.C.S. : CL -Poids spécifique des grains t/m^3 : YS=2,72±0,04 -Teneur en eau naturelle : W=7,55±3,1 -Densité sèche : Y_d=2,08±0,2	-Densité sèche optimum t/m^3 : Y_d=1,73±0,04 -Teneur en eau optimum % : W_s=17,5±1	-Caractéristiques de résistance au cisaillement : *Essai triaxial CU + U kg/cm^2 : C'= 0,17 φ'= 25°

Poudingues Pliocènes	-Granulométrie, fraction <0,06 mm % : 4÷12 -Limites et indices de consistance % : Wl=34,1±2,5 IP=10,5±1,9 -Classification U.S.C.S. : GC -Densité sèche t/m^3 : γ_d =1,97±1,99 -Poids spécifique des grains t /m^3 : γ_s =2,66±0,005	-Densité sèche optimum t/m^3 : γ_d=2,27±0,03 -Teneur en eau optimum % : W=4,7±0,8 -Coefficient de perméabilité au perméamétre sur échantillons compactes cm/s : k = 2.4x10-6÷3.3x10-6	

- **Remarque :**

Les résultats des essais de compression simple réalisés sur des carottes en conditions naturelles ou après 10 jours d'immersion dans l'eau montrent une dispersion importante. Il est prévu qu'une partie significative des blocs rocheux se désagrège après le compactage du tout-venant gréseux.

I.7. Perméabilité et conditions hydrogéologiques

Pour les alluvions de l'Oued Bougdoura, k varie entre 5xl0-1 et 5xl0-6 cm/s, ce qui met en évidence l'hétérogénéité du sol, confirmée également par les courbes granulométriques, où la fraction lima-argileuse est comprise entre 8 et 23%.

Les coefficients k des poudingues pliocènes, qui suivent assez bien une distribution normale, montrent des faibles perméabilités (5x10-5 - 5x10-7 cm/s), dues surtout au degré élevé de consolidation et à une certaine cimentation.

En ce qui concerne les grès, les nombreux essais exécutés démontrent que la différence de perméabilité entre les deux versants de l'Oued Bougdoura est faible. En général, la formation gréseuse est très perméable ; en effet, 74% du métrage essayé présente un coefficient de

perméabilité supérieur à lxl0-5cm/s et 30% a donné des absorptions d'eau élevées (k supérieur à 1x10-4 cm/s)

La série des conglomérats de base ainsi que les phyllades doivent être considérées comme peu perméables par porosité. Toutefois, ces formations sont aussi fracturées : les essais d'eau en pression dans les phyllades ont en effet donné des valeurs de k entre lxlü-4 et lxl0-5 cm/s et entre lxl0-5 et 5xl0-6 cm/s

Les zones tectonisées et les contacts stratigraphiques entre différentes formations présentent des perméabilités élevées, ce qui peut favoriser l'infiltration de l'eau. La zone de contact entre le "bedrock" et les poudingues, souvent altérée, pourrait être une zone préférentielle d'infiltration. Les fractures et les contacts stratigraphiques représentent des voies possibles pour l'eau du réservoir. Les risques sont particulièrement élevés sur la colline de rive gauche, où une vallée épigénétique traverse la colline et où les poudingues pliocènes contiennent des poches d'eau souterraine, confinées dans des matériaux moins perméables.

I.8. Climatologie :

La région de Bougdoura, sous domaine de la grande Kabylie, bénéficie d'un climat du type méditerranéen
à hiver frais et pluvieux et été sec et chaud. Elle est l'une des régions les plus arrosées d'Algérie.
En effet, la moyenne des précipitations annuelle varie entre 700 et 1300 mm.
Le bassin versant présent de grandes variations altimétriques. Les sommets du grand Massif du Djurdjura dépassent les 2000 m.
Les données climatiques considérées essentiellement les précipitations, les températures et d'autres phénomènes climatiques (vent, insolation, humidité, etc.)

Température

Le climat est caractérisé par une saison froide relativement tempérée, durant laquelle des perturbations cycloniques apportent des pluies souvent substantielles surtout sur les reliefs, suivies d'une période chaude.

La température moyenne annuelle au niveau de la station de Tizi-Ouzou est de 18°C.

Le vent

La vitesse moyenne des vents est considérée comme « modérée » [2.5 m/s].

A Tizi- Ouzou les vents les plus forts soufflent à la fin de l'automne et de printemps sur la direction Est-Ouest.

I.9. Conclusion

L'analyse des données géotechniques de terrain et de laboratoire, portant sur les différents faciès décrits précédemment, notamment sur le site du barrage de Souk Tlata, dans la cuvette et ses environs (zones d'emprunt pour la construction du barrage), conduit aux conclusions et recommandations suivantes :

- L'étanchéité de la fondation du barrage est garantie par la présence d'argiles imperméables.
- La couche alluvionnaire perméable (composée de sable, graviers, et cailloux) au fond de la vallée impose la nécessité de poser la fondation de la digue sur le substratum sain et imperméable.
- Les matériaux argileux colluvionnaires, requis pour assurer l'étanchéité et la recharge de la digue, seront extraits de la zone d'emprunt située dans la cuvette et ses alentours.
- Les matériaux nécessaires à la protection de la digue (blocs d'enrochement) seront fournis par les carrières calcaires en exploitation dans la région, sous forme de blocs.

On peut conclure que toutes les conditions géotechniques nécessaires à la réalisation d'un barrage en matériaux meubles sont réunies sur le site du barrage Oued Bougdoura, situé dans la daïra de Draa Ben Khada, wilaya de Tizi Ouzou

Chapitre II

Etude hydrologique

Introduction

L'hydrologie est une science qui examine le cycle de l'eau dans la nature, son mouvement et sa distribution dans différents éléments du système hydrologique. Elle cherche à comprendre les processus liés à l'eau et à mesurer ses caractéristiques ainsi que ses variations, tout en analysant son interaction avec l'environnement et les activités humaines.

Elle intègre des concepts issus de la météorologie, de la géologie, de la physique, de la chimie et de la biologie. L'hydrologie utilise des techniques de mesure, de modélisation et d'analyse des données pour étudier le comportement de l'eau dans des zones comme les bassins versants, les régions côtières et les aquifères.

Cette partie se résume à l'étude des eaux superficielles, qui a pour but de rassembler et exploiter les données permettant d'évaluer le débit d'apport de chaque bassin versant correspondant à son écoulement principal.

Les données hydrologiques ont été collectées au niveau de l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (ANRH)

II.1 Etude géomorphologique

Les caractéristiques physiques d'un bassin versant jouent un rôle essentiel dans l'étude de certaines composantes du cycle hydrologique

II.1.1 Caractéristiques morphologiques

Ces derniers font référence aux éléments physiques et géographiques qui déterminent sa forme, sa taille et ses dynamiques hydrologiques. Ces caractéristiques influencent le ruissellement, l'écoulement de l'eau et l'aménagement du territoire

- **Surface et périmètre :** L'aire correspond à la zone du plan délimitée par la ligne de crête ou le contour du bassin. En revanche, le périmètre désigne la longueur de la ligne de contour du bassin. Pour certaines applications, on peut tracer un périmètre stylisé du bassin en lissant son contour. Le bassin de Bougdoura couvre une superficie de 469.74km², délimitée par une ligne de partage des eaux, et son périmètre est estimé à 108.06km, ces données étant obtenues grâce au logiciel ArcGIS.

S= 469.74km^2

P= 108.06km

- **La longueur du thalweg principal :** C'est le talweg le plus long curvimètre et il est de Lcp=49km
- **Indice de compacité de Gravellius "Kc" :** La forme du bassin versant à une grande influence sur l'écoulement global et l'indice Kc caractérise bien ce phénomène.

$$Kc = 0.28\frac{P}{\sqrt{S}} \quad \text{.....(II.1)}$$

Kc = 1.4

- Dans ce cas le bassin est allongé.

- **Rectangle équivalent**

Il s'agit d'une transformation purement géométrique dans laquelle le contour du bassin versant devient un rectangle de même périmètre, de même surface et les courbes de niveaux des droites parallèles au petit côté du rectangle ainsi que l'exutoire un des petits côtés du rectangle.

$$L, l = K_C \frac{\sqrt{S}}{1.128}\left(1 \mp \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_C}\right)^2}\right) \quad \text{.... (II.2)}$$

Avec :

L : Longueur du rectangle équivalent en (Km).

l : Largeur du rectangle équivalent en (Km).

- L= 42.83km
- l=10.97 km

- **Coefficient d'allongement :** Ce dernier évalue le degré d'allongement du bassin.

$$Ca = \frac{Lcp^2}{S}$$

Avec :

Lcp : la longueur du thalweg principal Lcp=49km

S : la superficie du bassin versant. S = 469.74 Km²

Ca= 5.1

Un bassin versant est un espace géographique, dont les apports hydriques naturels, se dirige tous vers un seul point unique appelé exutoire. Le bassin versant a pour fonction de recueillir les précipitations et les transformés en écoulement à l'exutoire.

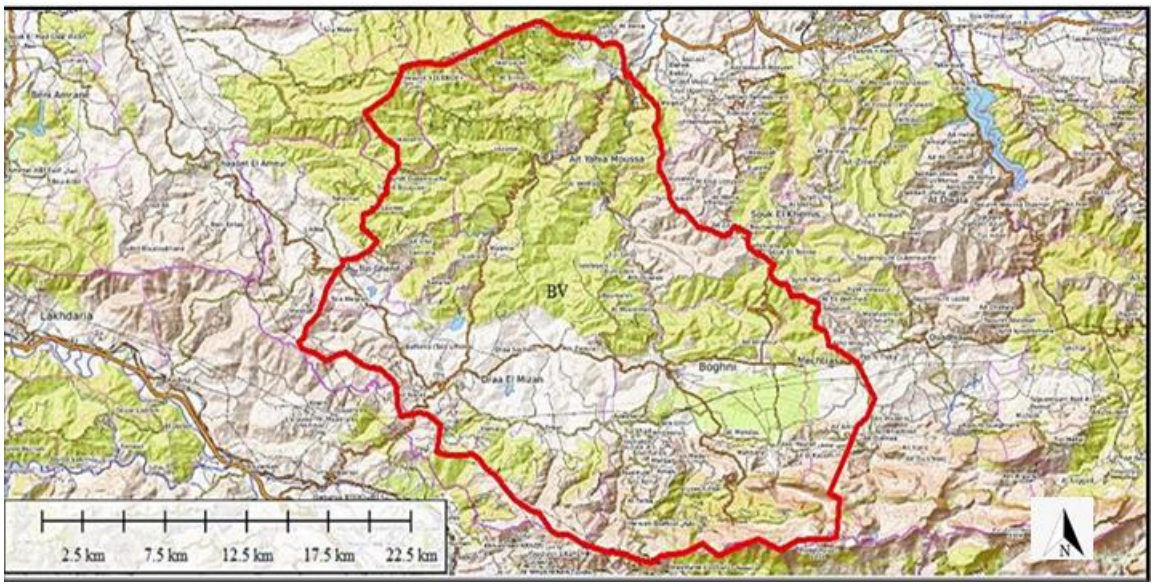


Figure II.1: Le basin versant du barrage Souk Tleta .

II.2 Etude du relief

- **Courbe hypsométrique**

La distribution des surfaces élémentaires et la courbe hypsométrique ont été générées à l'aide d'ArcGIS.

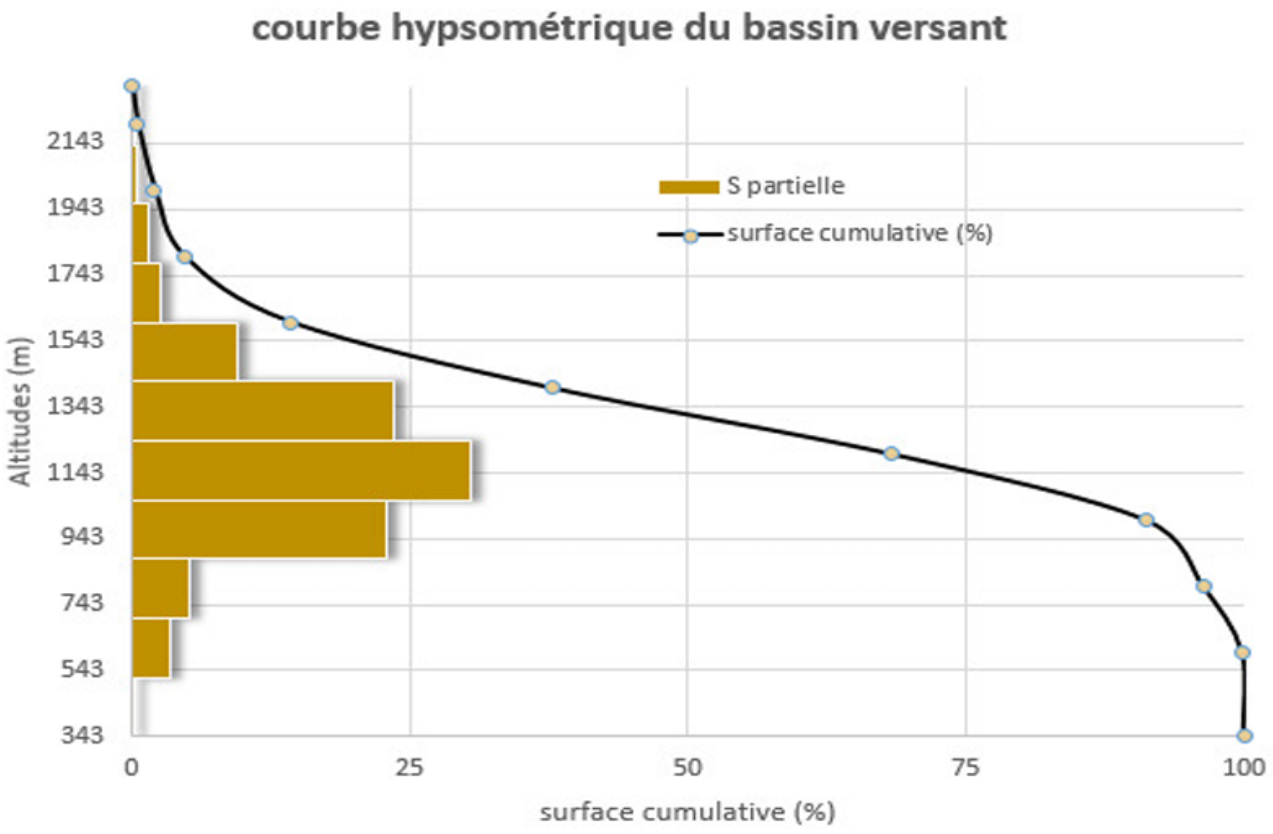


Figure II.2 : Courbe hypsométrique du bassin versant.

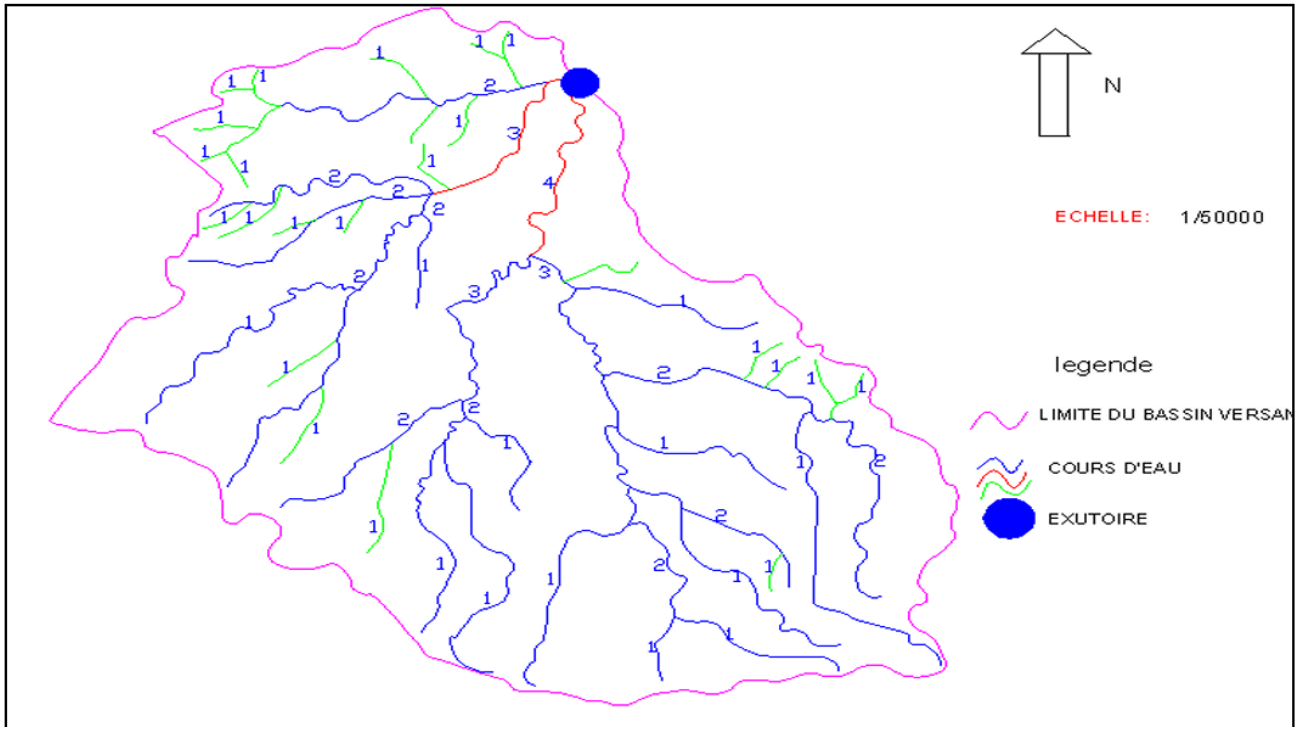


Figure II.3 : Réseau hydrographique du basin versant .

Le tableau II.1 nous donne la répartition des surfaces en fonction des cotes.

Tableau II.1 : La distribution des surfaces.

Altitude	Surface partielle (km^2)	Inter alt(m)	Surface partielle (%)	Surface cumulée (%)
91-193.65	22.42	102.65	4.77	4.77
193.65-296.3	76.38	103.3	16.25	21.02
296.3-398.95	131.75	102.65	28.03	49.06
398.95-501.6	90.27	102.65	19.21	68.26
501.6-604.25	47.64	102.65	10.14	78.4

Tableau II.1 : La distribution des surfaces(suite).

604.25-706.9	28.06	102.65	5.97	84.37
706.9-809.55	18.98	102.65	4.04	88.41
809.55-912.2	12.94	102.65	2.75	91.16
912.2-1014.85	9.5	102.65	2.02	93.18
1014.85-1117.5	6.64	102.65	1.41	94.59
1117.5-1220.15	5.95	102.65	1.27	95.86
1220.5-1322.8	3.8	102.3	0.81	96.67
1322.8-1425.45	2.79	102.65	0.59	97.26
1425.45-1528.1	2.86	102.65	0.61	97.87
1528.1-1630.75	2.54	102.65	0.54	98.41
1630.75-1733.4	1.74	102.65	0.37	98.78
1733.4-1836.05	1.64	102.65	0.35	99.13
1836.05-1938.7	1.48	102.65	0.31	99.44
1938.7-2041.35	1.88	102.65	0.4	99.84
2041.35-2144	0.45	102.65	0.09	100

- **L'altitude maximale H_{max} et minimale H_{min}**

Les données d'altitude maximale et minimale, qui correspondent respectivement au point le plus haut du bassin et à son exutoire, Ces données sont primordiales pour construire des relations impliquant des variables climatiques comme la température et les précipitations.

- **L'altitude moyenne (H_{moy}) :** C'est l'ordonnée de la courbe hypsométrique correspondante à la surface 50%.

$$Hmoy = \sum \frac{SiHi}{S}$$

- **L'altitude médiane « H5% , H50% , H95% »**

C'est la projection des points qui correspondent respectivement à 5% , 50% , 95% de la surface cumulée sur la courbe hypsométrique

Tableau II.2 : Altitudes caractéristiques.

Altitude (m)	**Valeur**
Hmax	2144
Hmin	91
Hmoy	545.26
H5%	1218
H50%	403.5
H95%	195

- **Indice de pente**

Le but de ces indices est de caractériser les pentes d'un bassin versant et permettre ainsi des comparaisons et des classifications. Les indices de pente se déterminent à partir de la connaissance de la répartition hypsométrique sur le bassin.

- **Indice de pente de Roche (Ip)**

L'indice de pente rocheuse d'un bassin versant reflète l'angle des formations rocheuses présentes dans la zone analysée. Il sert à estimer le comportement de l'écoulement de l'eau, l'intensité de l'érosion des sols ainsi que les dangers géologiques potentiels.

Il est donné par la formule suivante :

$$Ip = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_{i=1}^{n} \sqrt{Si(Hi_Hi_1)} \text{ .....} \textbf{(II.3)}$$

$$Ip = 2.49$$

Avec :

L : Longueur de rectangle équivalent (m)

Si : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives Hi et Hi+1.

- **Indice de pente moyenne**

$$Ipm = \frac{\Delta H}{L} \text{ ..... } \textbf{(II.4)}$$

$$Ipm = 0.047 m/km = 4.74\%$$

D'où : **L** : Longueur du rectangle équivalent.

- **Indice de pente globale (Ig)**

$$Ig = \frac{D}{L} = \frac{H5\%_H95\%}{L}$$

$$Ig = 23.89 \text{ m/km}$$

D'où : **L** : Longueur du rectangle équivalent.

- **Dénivelé spécifique**

Permet de définir les différents types de relief des bassins versants quelque soient leurs superficies en utilisant la classification de l'O.R.S.T.O.M (Dubreuil, P., & Dubreuil, M. (1974).

$$Ds = Ig\sqrt{S}$$

$$Ds= 517.78m$$

Tableau II.3: Classification O.R.S.T.O.M (type de relief).

relief		Ds (m)
1	Très faible	<10
2	Faible	25
3	Assez faible	50
4	Modéré	100
5	Assez modéré	250
6	Fort	500
7	Très fort	>500

Le bassin versant de l'oued Bougdoura a une pente assez forte avec un relief fort suivant la classification de l'O.R.S.T.O.M

II.3 Caractéristiques hydrographiques

Le fleuve principal reçoit ses eaux de grands affluents, eux-mêmes alimentés par des cours d'eau secondaires, et ainsi de suite jusqu'aux petits ruisseaux et aux sources situés en amont. Cet ensemble hiérarchisé constitue le réseau hydrographique d'un bassin versant. Pour le décrire, il est nécessaire d'en analyser plusieurs caractéristiques.

II.3.1 Paramètres hydrographiques

- **Densité de drainage (Dd)**

La densité de drainage correspond au rapport entre la somme des longueurs de tous les cours d'eau présents dans un bassin versant et la surface totale de ce bassin. Cet indicateur traduit le fonctionnement hydrologique du bassin : une valeur élevée suggère un réseau hydrographique serré et réactif face à un épisode de pluie.

$$Dd = \frac{\sum_{i=1}^{n} Li}{S}$$

Avec :

∑Li : la somme des longueurs des talwegs du BV, ∑Li =523.04Km.

S : surface du bassin versant (Km2).

Dd= 1.1 km/km2

- **Pente moyenne du cours d'eau principale**

Elle exprime le rapport entre la dénivelée et la longueur comprise entre deux points suffisamment éloignés du cours d'eau principal. Il est donné par la formule suivante:

Imc= Δh/Δl= 38.3m/k

- **Temps de concentration**

C'est la durée que met une goutte d'eau tombant du point le plus élevé du bassin versant pour atteindre l'exutoire, il est exprimé par la formule suivante qui varie selon la superficie du bassin versant : la formule de GIANDOTTI : Cette dernière est souvent utilisée pour les grands bassins versants (> 100 km²) (Giandotti en 1934)

$$tc = \frac{4\sqrt{S} + 1.5Lcp}{0.8\sqrt{Hmoy_Hmin}} = 9.4h$$

Avec :

Lcp : Longueur du cours d'eau principal (Km).

Hmoy : Altitude moyenne (m).

Hmin : Altitude minimale (m).

Donc : Tc= 9.4h.

- **Vitesse de ruissellement**

La vitesse à laquelle l'eau s'écoule en surface est influencée par divers paramètres, tels que l'inclinaison du terrain, la rugosité, la quantité d'eau présente et les propriétés du sol. Une pente forte entraîne généralement un ruissellement plus rapide. Inversement, une surface irrégulière tend à freiner l'écoulement, tandis qu'une surface uniforme facilite une vitesse plus importante. Cette relation s'exprime par la formule suivante :

$$Vr = \frac{lcp}{tc}$$

Vr=5.21km/h

Lcp : la longueur du Talweg (km).

Tc : le temps de concentration (h).

II.4 Etude des crues

En hydrologie, l'analyse fréquentielle est une méthode statistique qui se sert des données historiques pour prévoir la fréquence d'événements futurs, tels que les crues. Le calcul des crues se fait de préférence en utilisant les observations des stations hydrométriques, soit directement

sur le bassin versant du site étudié, soit par analogie avec un bassin voisin. En l'absence de ces données, des modèles et des formules empiriques, qui intègrent les précipitations et le déficit hydrique, peuvent être employés. L'estimation du débit de crue est ainsi obtenue par deux méthodes principales : l'analyse des séries d'observations de la station hydrométrique pour un bassin jaugé, ou la méthode du GRADEX.

II.4.1 Paramètres de la station hydrométrique

Afin de mettre en œuvre la méthode GRADEX sur nos stations pluviométriques, nous nous appuierons sur les données de débit de la station hydrométrique RN25 située dans le BV dont le code 021909 et un nombre d'années de 17ans (**source :** ANRH) pour en déduire la valeur pour une crue décennale

Tableau II.3 : Paramètres des stations pluviométriques.

Nom de la station	Code	X(m)	Y(m)	Z(m)	Période d'observation
DRAA EL MIZAN	021902	600.95	359.2	530	1951-2016
BOGHNI	021903	612.55	361.15	250	1945-2017
NEZLIOUA	021906	595.8	363.2	590	1967-2021

II.4.2 Choix du modèle fréquentiel

En hydrologie, le modèle fréquentiel permet d'estimer la probabilité d'occurrence d'événements rares, tels que les crues ou les précipitations extrêmes. Le choix du modèle est donc crucial pour garantir des résultats fiables et pertinents, notamment dans la conception d'ouvrages hydrauliques ou la gestion des risques naturels.

II.4.3 Ajustement des données de la station hydrométrique par la loi de Gumbel

L'ajustement de la série a été fait à travers le logiciel HYFRAN, les résultats obtenus sont montrés dans les figures ci-dessous :

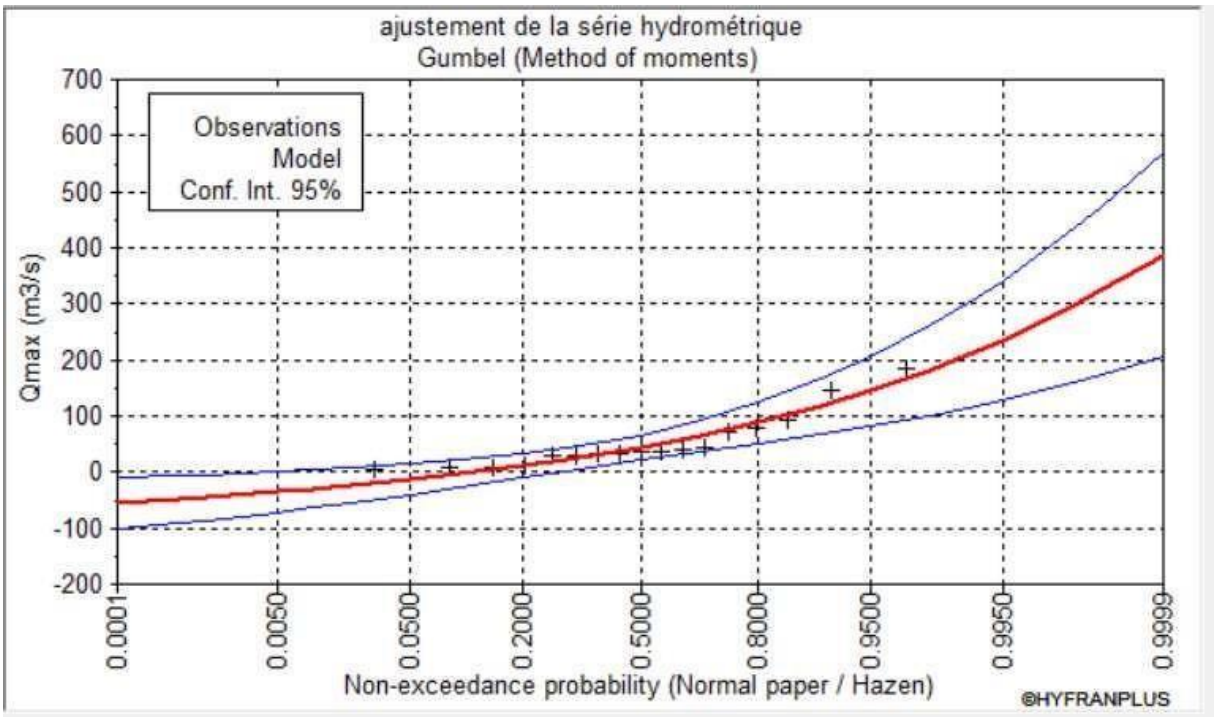


Figure II.2 : graphe de l'ajustement de 021909 à la loi de GUMBEL.

Tableau II.4: résultats de l'ajustement à la loi de GUMBEL

T(ans)	Q	XT	Ecart type	Int de conf
10000	0.9999	387	92.4	206-568
2000	0.9995	325	76.6	175-475
1000	0.999	298	69.8	161-435
200	0.995	235	54.1	129-341
100	0.99	208	47.4	115-301
50	0.98	181	40.7	101-261
20	0.95	145	31.8	82.6-207
10	0.9	117	25.2	67.7-167
5	0.8	88	18.7	51.4-125

Tableau II.5 : Comparaison des caractéristiques de la loi de GUMBEL et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	/	4.27
Maximum	/	185
Moyenne	52.2	52.2
Ecart type	49.8	49.8
Médiane	44	35.5
Coeff de variation (cv)	0.955	0.955
Coeff d'asymétrie (ca)	1.14	1.66
Coeff d'aplatissement (ck)	2.4	3.94

- **Test de validité de l'ajustement à la loi de Gumbel**

Le test de validité de Khi carrée pour l'ajustement à la loi de Gumbel est fait par le logiciel Hyfran.

- Résultats Khi carré = 1.60

II.4.4 Ajustement des données de la station hydrométrique par la loi log normal (Loi de Galton)

La loi est donnée par la formule suivante :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{u} e^{-\frac{1}{2}u^2} du$$

u est donnée par : $u = \frac{lnx - \sqrt{n}\,\underline{x}}{\sigma_{lnx}}$

$lnx = \bar{lnx} + u\sigma_{lnx}$

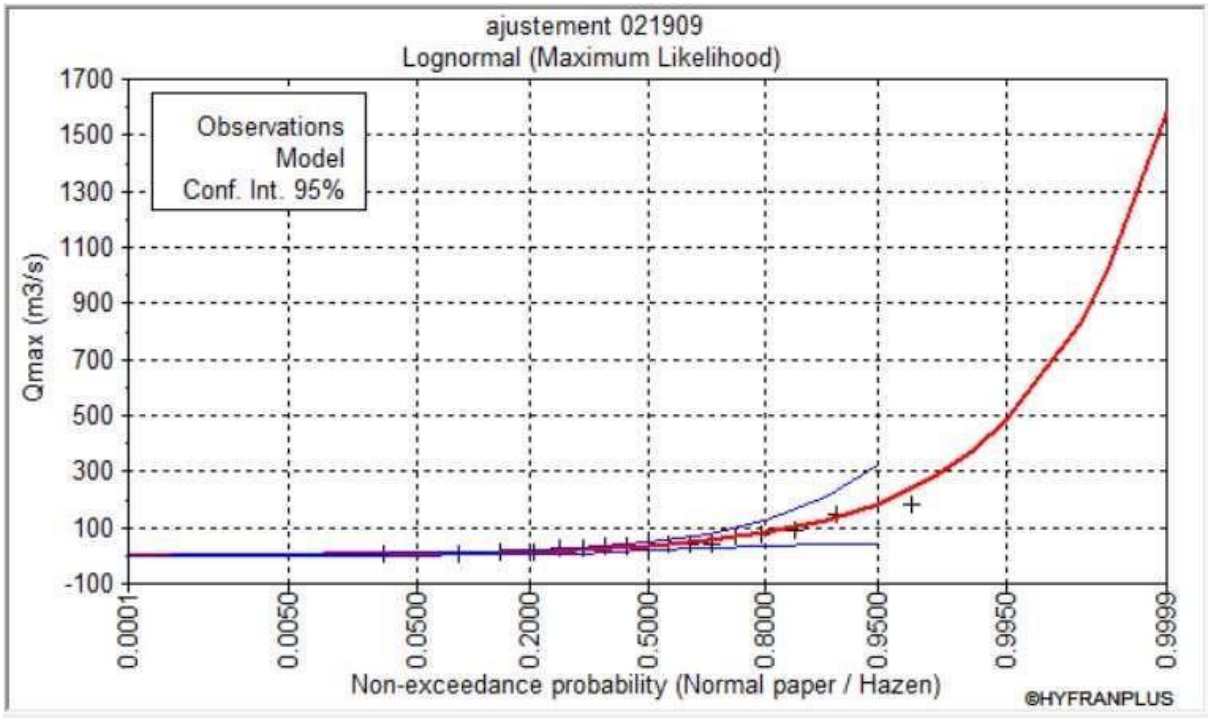


Figure II.3 : Graphe de l'ajustement à la loi de GALTON

Tableau II.6 : résultats de l'ajustement à la loi de GALTON

T(ans)	Q	XT	Ecart type	Int de conf
10000	0.9999	1580	1150	N/D
2000	0.9995	1010	661	N/D
1000	0.999	825	510	N/D
200	0.995	484	259	N/D
100	0.99	374	185	N/D
50	0.98	282	128	N/D
20	0.95	185	72.4	42.9-327
10	0.9	127	43.6	41.5-212
5	0.8	80.5	23.7	34.1-127

Tableau II.7 : Comparaison des caractéristiques de la loi de GALTON et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	/	4.27
Maximum	/	185
Moyenne	57.6	52.2
Ecart type	79.7	49.8
Médiane	33.7	35.5
Cv	1.38	0.955
Cs	6.8	1.66
Ck	144	3.94

- **Test de validité de l'ajustement à la loi Log Normale :**
  - Résultats Khi carré = 5.2

NB

- La loi de Gumbel ajuste bien notre échantillon.

  En se basant sur la série ajustée des débits maximaux de la station hydrométrique 021909 (RN25), on utilise un débit de 117 m3/s pour la période de retour de 10 ans. Cette valeur servira de point de départ pour le calcul du débit de dimensionnement par la méthode GRADEX, il sera appliqué aux cinq stations pluviométriques de notre bassin versant.

II.5 Calcul du débit de pointe maximal par la méthode GRADEX

La méthode du Gradex est une approche statistique pour estimer les débits de crue extrêmes. Elle se base sur le principe que, au-delà d'un certain seuil de précipitation, les sols deviennent saturés et toute pluie supplémentaire se convertit directement en ruissellement. Ce seuil, ou "point pivot", est généralement associé à une période de retour de 10 à 50 ans et marque le début de la relation linéaire entre l'augmentation de la pluie et celle du débit.

- **Hypothèses fondamentales de la méthode :** La méthode repose sur trois hypothèses clés :

1. **Loi de distribution :** La répartition des précipitations extrêmes suit une loi de Gumbel, dont la pente sur un graphique spécifique (Gradex) est un paramètre clé, invariant géoclimatiquement.
2. **Saturation du sol :** Au-delà du point pivot, le déficit d'écoulement (différence entre la pluie et le ruissellement) ne change plus. Cela implique un parallélisme entre les distributions des précipitations et des débits, ce qui permet d'extrapoler les débits extrêmes à partir des pluies.
3. **Coefficient de pointe :** Le débit de pointe d'une crue est calculé en multipliant le volume écoulé par un coefficient de forme, propre au bassin versant, qui est déterminé à partir des hydrogrammes de crues historiques.

- **Application :** En utilisant le logiciel HYFRAN, on applique la méthode GRADEX sur les trois stations pluviométriques du bassin versant . Pour ce faire, nous avons ajusté les séries de précipitations maximales de chaque station à la loi de Gumbel.

a- La station de DRAA EL MIZAN (021902)

Tableau II.8 : La première phase du processus consiste à adapter la série pluviométrique à la loi de Gumbel.

T(ans)	Q	XT	Ecart type	Intr de conf
10000	0.9999	225	30.6	165-285
2000	0.9995	193	25.3	143-243
1000	0.999	179	23.1	134-225
200	0.995	148	17.9	112-183
100	0.99	134	15.7	103-165
50	0.98	120	13.5	93.7-146
20	0.95	102	10.5	81.1-122
10	0.9	87.5	8.34	71.2-104
5	0.8	72.7	6.17	60.6-84.9

- **Détermination du GRADEX :**

L'équation de la droite de Gumbel est : P(mm) = 19.7µ+43.2

$$a_{gradex}=19.7$$

Le débit maximal annuel de la station RN25, une fois ajusté à la loi de Gumbel, a permis de déterminer un débit décennal de 117m3/s. Cette valeur est ensuite transformée en lame d'eau :

$$R_{10ans\,(mm)} = \frac{Q10(RN25)\times 3.6\times n}{S} \quad \textbf{(II.5)}$$

$$R_{10ans\,(mm)}= 21.52 \text{ mm/24h}$$

À partir d'une période de retour de 10 ans, la distribution des débits est extrapolée en traçant une ligne droite dont la pente est égale au GRADEX des précipitations. Cette droite est représentée par l'équation **Qµ%=19.7·µ+43.2**.

Cette ligne est ensuite superposée au graphique d'ajustement des précipitations maximales. Pour chaque période de retour souhaitée, on lit sur le graphe le débit correspondant en millimètres.

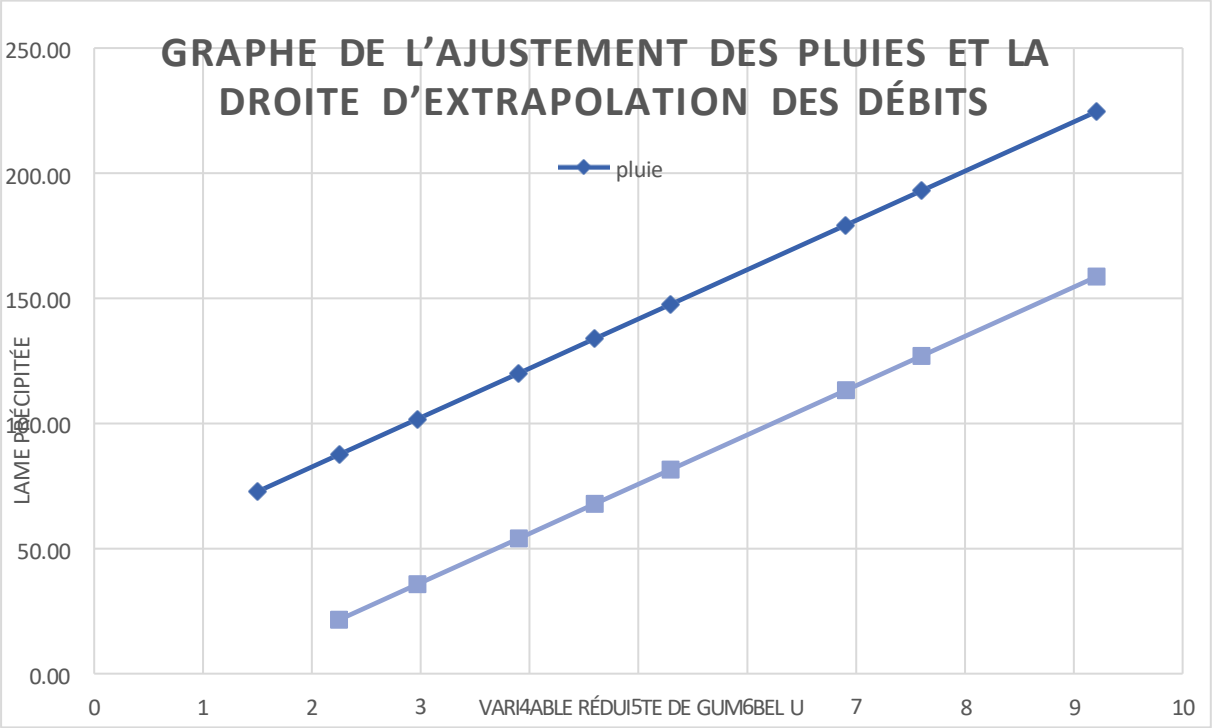


Figure II.4 : Graphe de l'ajustement des pluies et la droite d'exploration des débits.

- **Les résultats de l'ajustement pour les différents temps de retour :**

Tableau II.9 : Les résultats de l'ajustement pour les différents temps de retour.

T(ans)	Fréquence empérique (Hazen)	Variable réduite de Gumbel(u)	Précip éstimées (mm/24h)	Débits extrapolés (mm/24h)	Débits extrapolés (m^3/s)	Débits de pointe extrapolés (m^3/s)
10	0.9	2.25	21.52	21.52	117	117
50	0.98	3.9	33.29	54.02	293.7	293.7
100	0.995	4.6	38.26	67.81	368.67	368.67
200	0.99	5.3	43.22	81.6	443.64	443.64
1000	0.999	6.91	54.81	113.32	616.1	616.1
2000	0.9995	7.6	59.78	126.91	689.98	689.98
10000	0.9999	9.21	71.18	158.63	862.44	862.44

- Dans le cadre de cette méthode, on prend un coefficient de pointe égal à 1. Ce choix s'explique par le fait qu'on a travaillé avec des débits maximaux pour la station hydrométrique et des précipitations maximales pour les stations pluviométriques.

Normalement, un coefficient de pointe est appliqué pour convertir des débits moyens en débits de pointe, mais cela n'est pas nécessaire ici/

L'application de la méthode Gradex sera effectuée sur les stations restantes.

Tableau II.10 : Les valeurs des débits pour les différentes stations.

T(ans)	**Q(m^3/s)**					
	021902	**021903**	**021906**	**021804**	**021805**	**021810**
10000	862.44	689.17	600.98	880.22	981.29	740.6
2000	689.98	556.78	489	703.69	781.32	596.36
1000	616.1	500.08	441.03	628.01	695.64	534.55
200	443.64	367.75	329.09	451.47	495.73	390.25
100	368.67	310.17	280.38	374.7	408.79	327.57
50	293.7	252.65	231.72	297.94	321.91	264.83
10	117	117	117	117	117	117

- Il ressort que la station **021805** a le débit le plus important.

II.6 Hydrogramme de crues

La méthode de Sokolovski pour la construction des hydrogrammes de crue.

Ce dernier détermine les caractéristiques de la crue ; le volume, la durée, le débit de pointe

Pour tracer l'hydrogramme de crue, nous utilisons la méthode de **Sokolovski**, qui le divise en deux segments asymétriques. Le calcul de ces segments repose sur la détermination du temps de montée et du temps de décrue

- **Le temps de monté :**

$$Qm = Qmax(t/tm)^2 \quad \text{..... (II.6)}$$

- **Le temps de décrut :**

$$Qd = Qmax\left(\frac{tb-t}{td}\right)^3 \quad \text{..... (II.7)}$$

$$tm = tc$$

$$td=\delta \times tm$$

$$tb= tm+td$$

Avec :

Qm : Débit instantané de la montée(m3/s);

Qd : Débit instantané de la décrue(m3/s);

tm: Temps de la montée de la crue en (heures);

tb : temps de base

td : Temps de la décrue en (heures);

tc : Temps de concentration en(heures);

δ : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue.

δ= 2.5 pour un bassin versant dénudés

Qmax : Débit maximum de la crue de fréquence considérée en(m3/s).

Le tableau ci-après montre les résultats de calcule en utilisant la méthode de Sokolovski :

Tableau II.11 : hydrogramme de crue.

t (h)	**10**	**50**	**100**	**200**	**1000**	**2000**	**10000**
	117	**321.91**	**408.79**	**495.73**	**695.64**	**781.32**	**981.29**
0	0	0	0	0	0	0	0
1	1.32	3.6	4.6	5.6	7.9	8.8	11.1
2	5.3	14.6	18.5	22.4	31.5	35.4	44.4
3	12	32.8	41.6	50.5	70.9	79.6	100
4	21.2	58.3	74	89.8	126	141.5	177.7
5	33	91.1	115.7	140.3	196.8	221.1	277.6
6	48	131.2	166.6	202	283.4	318.3	399.8
7	65	178.5	226.7	275	385.8	433.3	544.2
8	85	233.2	296.1	359.1	503.9	565.9	710.6
9	107.2	295.1	374.7	454.4	637.7	716.2	899.6
9.4	117	321.91	408.79	495.73	**695.64**	781.32	981.29

Tableau II.11 : hydrogramme de crue(suite).

10	108.3	297.9	378.3	458.7	643.7	723	908.03
11	95	260.5	330.8	401.2	563	632.4	794.2
12	82.3	226.4	287.6	348.7	489.4	549.6	690.3
13	71.1	195.5	248.2	301	422.4	474.4	595.9
14	61	167.5	212.7	257.9	361.9	406.5	510.5
15	52	142.3	180.7	219.1	307.4	345.3	433.7
16	44	119.7	152	184.4	258.7	290.6	365
17	36.2	99.7	126.6	153.5	215.5	242	303.9
18	30	82.1	104.2	126.4	177.3	199.2	250.1
19	24.2	66.6	84.6	102.6	144	161.7	203.06
20	19.4	53.2	67.6	82	115.1	129.2	162.3
21	15.2	41.8	53.1	64.4	90.3	101.5	127.4
22	12	32.1	40.8	49.5	69.4	78	97.9
23	9	24.1	30.6	37.1	52	58.4	73.4
23.5	7.5	20.6	26.2	31.7	44.5	50	62.8
24	6.4	17.5	22.2	26.9	37.8	42.4	53.3
25	4.4	12.2	15.5	18.8	26.4	29.7	37.3
26	3	8.1	10.3	12.5	17.6	19.8	24.8
27	2	5.1	6.5	7.8	11	12.4	15.5
28	1.1	2.9	3.7	4.5	6.3	7.1	8.9
29	0.53	1.5	1.9	2.3	3.2	3.6	4.5
30	0.22	0.6	0.8	0.9	1.3	1.5	1.8
31	0.06	0.2	0.2	0.3	0.4	0.4	0.5
32	0.006	0.02	0.02	0.03	0.04	0.04	0.05
32.9	0	0	0	0	0	0	0
33	0	0	0	0	0	0	0
34	0	0	0	0	0	0	0

L’hydrogramme de crue de différents temps de retour :

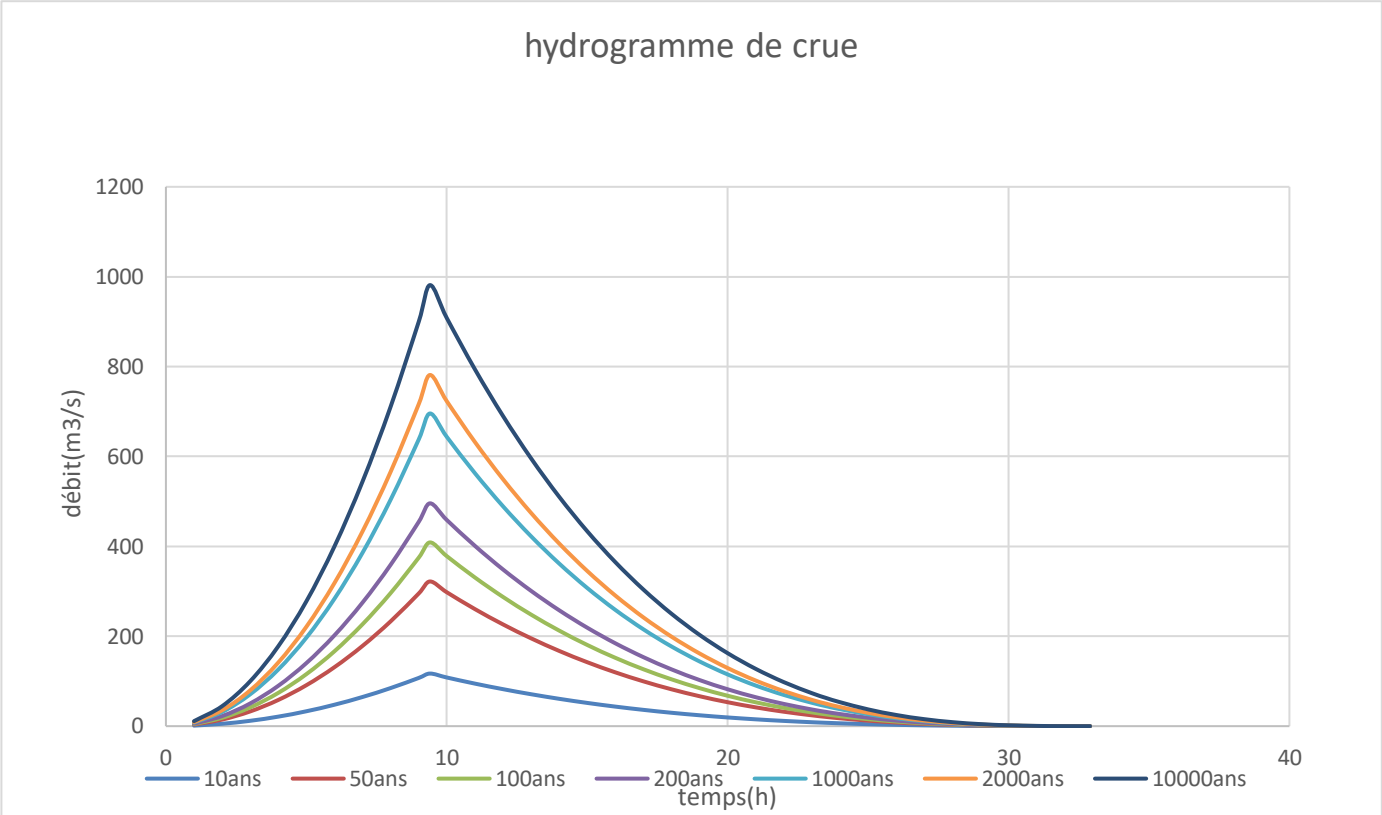


Figure II.5 : Hydrogramme de crue.

- **Choix de la crue**

Le débit de projet, ou crue de dimensionnement, représente le débit de pointe maximal qu'un ouvrage doit pouvoir gérer en toute sécurité, sa probabilité d'occurrence étant prédéfinie. Le choix de ce débit dépend principalement de l'importance de l'ouvrage, du risque potentiel en aval et des facteurs technico-économiques liés au projet et à son environnement

D'après les recommandations du Comité Australien des Grands Barrages, Les risques élevés en aval de l'ouvrage amène à concevoir le barrage pour un temps de retour de 1000ans, dont le débit maximal est estimé à 695.64m³/s.

II.7 Étude des apports liquides

- **Estimation de l'apport moyen annuel (A0)**

Vu l'absence de données, on aura recours à des formules empiriques.

✓ **Formule de l'A.N.R.H :**

$$Amoy = 0.915.\ P^{2.684} \cdot S^{0.842} \quad \text{(II.8)}$$

$$Le = A0/S$$

✓ **Formule de Derie II :**

$$A_0 = 0{,}513 \cdot P^{2.603} \cdot Dd^{0.5} \cdot S^{0.842} \quad \textbf{(II.9)}$$

$$Le = \frac{A0}{S}$$

✓ **Formule de COUTAGNE :**

$$D = P - mP^2 \quad \textbf{(II.10)}$$

$$m = \frac{1}{0.8 + 0.16T}$$

$$Le = P - D$$

✓ **Formule de SAMIE :**

$$Le = P^2 \,(293 - 2{,}2 \cdot \sqrt{S}) \quad \textbf{(II.11)}$$

$$A_0 = Le.S$$

En définitive

À la lumière des résultats obtenus par les différentes méthodes, on opte pour celle qui s'est avérée la plus pratique et dont les estimations se rapprochaient le plus de celle du bureau d'études (150 Hm^3).

$$A_0 = 148.9\ Hm^3$$

$$Le = 447{,}76mm$$

II.8 Caractéristiques de l'écoulement

♦ **Module de l'écoulement (Me) :**

$$Me = A/T = 4756{,}47\ l/s$$

Avec :

A : Ecoulement moyen interannuel (m^3) ;

T : Le temps d'une année en seconde. $T = 31.536 \times 10^6 s$.

♦ **Module de l'écoulement relatif ou spécifique (M_0) :**

$$M_0 = \frac{Me}{S} = 10{,}27 \text{ l/s/km}^2$$

II.9 Étude des apports solides

L'estimation du volume de sédiments déposés est cruciale pour plusieurs raisons : elle permet de concevoir des structures adaptées, de prédire leur durée de vie avec exactitude, et d'établir des stratégies de gestion et d'opération efficaces.

Le processus d'érosion des sols a pour seconde étape le transport de sédiments par les cours d'eau. La quantité de matière solide que l'eau peut charrier est principalement déterminée par la vitesse du courant et la taille des particules. L'eau gagne la puissance requise pour cette tâche en perdant de l'énergie cinétique au fil de son parcours. Le profil de vitesse d'écoulement, lui, n'est pas uniforme et change tout au long du cours d'eau, de l'amont vers l'aval.

Le transport de sédiments se fait principalement par deux mécanismes : le charriage (les matériaux roulent ou sautent sur le fond) et la suspension (les particules sont transportées dans la colonne d'eau). La quantité de matériaux transportés par charriage est influencée par la taille des grains et fluctue dans le temps et l'espace en fonction du débit de l'eau. La manière dont les sédiments sont répartis entre le charriage et la suspension dépend surtout de la taille des particules par rapport à la vitesse et à la turbulence de l'eau.

Le débit de sédiments en tout point d'une rivière est une fonction des propriétés hydrologiques de son bassin versant. En l'absence de données réelles sur le transport de sédiments, des modèles ou des formules empiriques sont nécessaires pour étudier ce phénomène.

Face à l'absence de données mesurées concernant le transport des sédiments, il est nécessaire d'utiliser des équations basées sur l'observation. La formule de **TIXERONT** est l'une des plus couramment employées pour cette tâche.

✓ **La méthode de TIXERON**

$$T_S = \alpha \cdot Le^{0.15} \quad \text{.....} \quad \textbf{(II.12)}$$

Avec :

Ts : Débit solide en [tonne/an].

α : Caractéristique de perméabilité ; α =350 (faible à moyenne)

Le : lame d'eau écoulée en (mm)

$$Ts = 874{,}42 t/km^2/an$$

- **Calcul du volume mort**

✓ **Méthode liée à l'érosion spécifique**

$$Vm = \frac{Ts.T.A}{\gamma s} \text{.....} \textbf{(II.13)}$$

Avec :

Ts : le transport solide en (t/km2/an) ;

T : la durée de vie du barrage (35 ans) ;

γs : poids spécifique des sédiments ; γs=1.2 t/m3.

A : superficie du bassin versant ;

$$Vm = 11{,}81 hm^3$$

✓ **Formule de TIXERONT**

$$V_m = (1{,}05 \div 1{,}10) \frac{Qs \cdot T}{\delta s} \text{.....} \textbf{(II.14)}$$

$$Qs = Ts.A$$

Avec : **Qs** : débit solide en (t/an) ; Qs= 404861,05t/an.

$$Vm = 11{,}27 hm^3$$

- Dès lors : La réalisation de l'autoroute qui relie entre la route nationale RN12 et l'autoroute est ouest, peut augmenter le transport solide car la quantité de remblai est très importante. Alors en prend :

$$Vm= 12\ hm^3$$

II.10 Régularisation des débits

Le but de cette étude est de calculer le volume d'eau que le barrage Souk tleta peut retenir et distribuer de manière stable, en se basant sur la hauteur de sa retenue normale.

- **Courbe hauteur-surface-capacité**

Ces courbes sont très importantes dans l'étude d'un barrage, car elles permettent, par des simples lectures de ces courbes, de connaître la valeur du volume d'eau ainsi que la surface inondée en fonction du niveau de la surface de l'eau dans la retenue.

A l'aide d'une carte topographique d'une échelle de 1/25000, on a constaté que la cuvette de notre barrage est comprise entre une côte minimale de 64 m.NGA et une côte maximale de 150m.

L'approximation des volumes est faite selon l'expression suivante :

$$\Delta Vi = \frac{Si-1 + Si}{2} \Delta Hi \text{ ..... } \textbf{(II.15)}$$

Avec :

Si : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau Hi en m2

Si+1 : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau Hi+1 en m2

ΔH : Différence d'altitude entre les deux courbes de niveau successives

ΔVi : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives (m3)

- Le volume initiale : $V1 = \frac{2}{3} \cdot S1 \cdot \Delta H1$

Tableau II.12 : Les valeurs des volumes pour les différentes altitudes.

Altitude	ΔH	Surface (km^2)	Surface moy	Volume (hm^3)	Volume cumulé
64	0	0.00	0.00	0.00	0.00
70	7	0.03	0.02	0.84	0.84
80	10	0.07	0.07	6.14	6.98
90	10	0.16	0.16	9.72	16.7
100	10	0.55	0.44	15.79	32.49
110	10	1.58	1.34	22.28	54.77
120	10	3.23	3.2	41.98	96.75
130	10	5.47	5.96	50.59	147.34
140	10	7.92	9.43	54.25	201.59

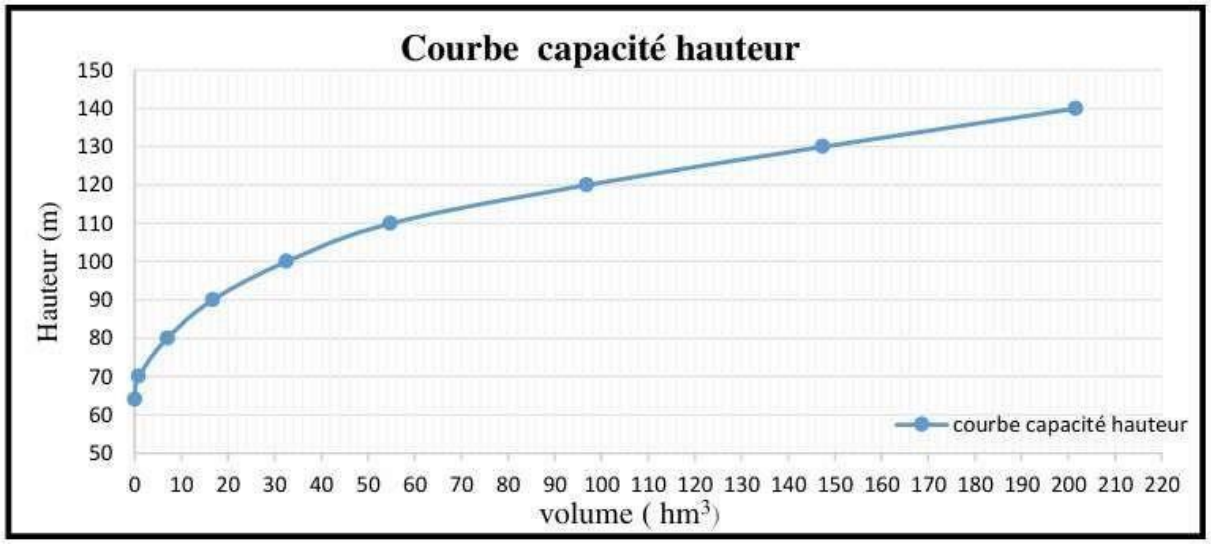


Figure II.6 : courbe capacité-hauteur H=f(V)

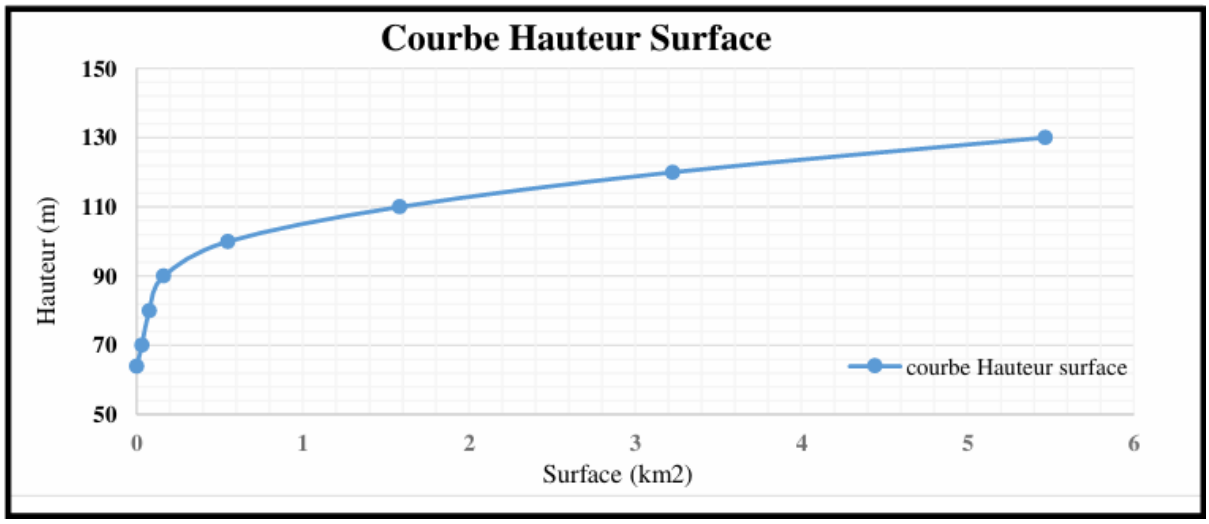


Figure II.7 : courbe hauteur-surface

- **Les besoins**

Tableau II.13 : Répartition mensuelle des besoins de l'alimentation en eau potable + irrigation (source ANBT)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	An
Besoins (Hm^3)	10.14	7.34	6.3	5.9	5.8	5.8	5.9	6.73	9.34	10.8	12.34	11.61	98

- **Les apports**

Ci-après la répartition mensuelle des apports pluviaux dans le bassin versant.

Tableau II.14 : la répartition mensuelle des apports pluviaux dans le bassin versant.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	An
A80%	0.25	0.5	2.72	4.87	5.1	8.21	11.33	7.4	4.43	1.88	0.43	0.14	47.25
A80%(%)	0.52	1.06	5.76	10.3	10.8	17.38	23.97	15.67	9.37	3.97	0.92	0.29	100

- **Le volume utile**

Quand les apports sont inférieurs à la demande (aep+irrigation) on doit recourir à une régularisation interannuelle.

- **Régularisation interannuelle**

$$Vu=(\beta s+\beta int)W_0 \quad \textbf{(II.16)}$$

Avec :

βs : La composante saisonnière de l'écoulement : βs= α (Tet - Wet)

Tet= Net/12 : durée relative de l'étiage au cours de l'année

Net : nombre de mois d'étiage en 1 année(=6)

La composante interannuelle βint est déterminée en utilisant les monogrammes de Pléchkov-Svaidzé, c'est une approche graphique simplifiée, conçue pour estimer le débit régularisé d'un barrage. Cette composante relie les variables suivantes : P%, α,Cv, Cs,r)

α : Coefficient de régularisation. (=0.9)

P% : Représente la demande en eau ou le débit régularisé souhaité, exprimé en pourcentage du débit moyen annuel. (=80%)

Cs : Coefficient d'asymétrie

Cv : Mesure la variabilité des débits annuels de la rivière. Un Cv élevé indique une grande fluctuation des débits entre les années.

r : Coefficient de corrélation entre les écoulements des années voisines. Ce dernier est donné par le tableau de Radkovitch, dans notre cas r= 0.3.

Vu (inter) =98hm^3.

La retenue du barrage de SOUK EL TLETA permettra la mobilisation de 98 Mm3, donc le volume utile de la retenue est de 98Mm3.

- Le volume au niveau normal de la retenue est :

VNNR= Vm+Vu

VNNR=110 hm^3

- A partir de la courbe capacité – hauteur on tire le niveau normal du barrage :

NNR = 123m.NGA

En définitive

Finalement on recommande à choisir les paramètres suivants :

- ✓ La capacité totale du barrage : VNNR =110 hm³
- ✓ La cote au niveau normale de la retenue : NNR =123 m. NGA

- ✓ Le volume mort : NVM =12 hm3
- ✓ Le volume utile : Vu= 98hm3

II.11 Laminage des crues

Le laminage de crue est une technique de calcul utilisée pour déterminer le débit et le niveau d'eau qui s'écoulent par un évacuateur de crue. Ce processus est essentiel au dimensionnement de l'évacuateur, qui est un élément crucial de la sécurité des barrages.

Cette approche de calcul vise à optimiser la capacité de stockage temporaire du réservoir et la progression des déversements en fonction de l'apport de la crue.

Il existe de nombreuses méthodes pour effectuer ces calculs, comme celles de Hildenblate, Sorensen, Blakmore, Kotcherine, Patapov, Step by step et Muskingum. Nous avons choisi d'utiliser la méthode de Muskingum en raison de sa précision et de sa capacité à produire un hydrogramme de sortie

- **La méthode de KOTCHERINE**

La méthode de Kotchirine base sur les principes suivants :

- ✓ L'hydrogramme de crue est considère comme un triangle ou un trapèze.
- ✓ Le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au NNR.
- ✓ Les pertes par infiltration et évaporation sont négligées au moment de la crue.
- ✓ Les débits transitant par l'évacuateur de crue se déversant selon une fonction linéaire.

Ces hypothèses simplifient énormément nos calculs de laminage sans réduire la précision.

- **Le procédé de calcul est le suivant :**
  1. Varier plusieurs largeurs de déversoir et hauteurs de déversement d'eau au-dessus de déversoir
  2. Calculer le débit évacuer avec les deux équations ci-dessus ;

- **Estimation de la charge sur le déversoir :** Le débit d'évacuation est calculé d'après la formule suivante :

$$Q = mb\sqrt{2g}H^{3}/_{2} \quad \textbf{(II.17)}$$

Avec :

m : coefficient de débit dépend de la forme de déversoir (m=0,49).

b : largeur du déversoir (en m).

H : charge d'eau sur le déversoir dépend de la vitesse d'approche d'eau.

$$h = H + \frac{\alpha V0^2}{2g} \quad \textbf{(II.18)}$$

h : charge globale.

V0 : vitesse d'approche d'eau déterminée d'abord dans le lit d'après la formule :

$$V0 = Q/S$$

$$S = b.h$$

- **Estimation du débit de crue laminée :** Le débit de crue laminée est estimé par la formule suivante :

$$q = Q\left(1 - \frac{Vf}{Vc}\right) \quad \textbf{(II.19)}$$

Avec :

Q : débit de crue du projet (m3/s) ; (Q =695.64m3/s)

Vf : volume de charge sur le déversoir déduit par la courbe « capacité – Hauteur » en (hm3)

Vc : volume de la crue du projet (m3) estimée par :

$$Vc = \frac{1}{2} . Q . Tb$$

Tb : Temps globale de la crue en seconde.

- **Procédé de calcul**
  - **a.** On donne différentes valeurs des lames d'eau h = 0.5; 0,7; .. ; 3.6 et les largeurs b= 10 ;15... ; 90.
  - **b.** A l'aide des formules de h et V0 , on calcule les débits, surfaces, vitesses pour les hauteurs données – Définition de la cote NPHE (élévation)= NNR + h= 123+h.
  - **c.** A l'aide de la courbe capacité-hauteur, on détermine le volume VPHE (capacité) relatif à chaque élévation.

d. On définit aussi le volume en charge pour chaque lame tel que : Vf= VPHE-VNNR=VPHE - 98 hm^3;

e. On déduit la charge globale de déversoir

f. Et enfin on calcule les débits pour déférentes largeurs de déversoir

- **Détermination de volume de charge**

Tableau II.15 : Détermination de volume de charge.

Largeur b(m) déversoir	Hauteur H(m) déversoir	Débit évacué (m^3/s)	Surface mouillée S(m^2)	Vitesse V (m/s)	Elévation NPHE(m)	Capacité VPHE(hm^3)	Volume ch sur le déversoir V_f (hm^3)
10	0.5	7.67	5	1.53	123.5	112	14
15	0.7	19.07	10.5	1.82	123.7	112.5	14.5
20	0.9	37.06	18	2.06	123.9	113.8	15.8
25	1.1	62.60	27.5	2.28	124.1	114	16
30	1.3	96.51	39	2.47	124.3	115.2	17.2
35	1.5	139.56	52.5	2.66	124.5	116.5	18.5
40	1.7	192.43	68	2.83	124.7	117.8	19.8
45	1.9	255.79	85.5	2.99	124.9	119	21
50	2.1	330.25	105	3.15	125.1	120.2	22.2
55	2.3	416.39	126.5	3.29	125.3	121.5	23.5
60	2.5	514.76	150	3.43	125.5	122.8	24.8
65	2.7	625.9	175.5	3.57	125.7	124	26
70	2.9	750.31	203	3.7	125.9	125.2	27.2
75	3.1	888.48	232.5	3.82	126.1	126.5	28.5
80	3.3	1040.89	264	3.94	126.3	127.8	29.8
85	3.5	1208	297.5	4.06	126.5	129	31
90	3.7	1390.24	333	4.17	126.7	130.2	32.2

- Détermination de la hauteur h et les débits Q en fonction de la largeur b.
  - ➢ Les résultats de calcul se trouvent dans l'annexe
- Les débits déversés pour différentes largeurs du déversoir
  - ➢ Les résultats de calcul se trouvent dans l'annexe.

II.12 Etude d'optimisation

Pour trouver la largeur optimale de l'évacuateur de crue et la hauteur de digue correspondante, cette étude cherche à identifier la solution la plus économique.

Pour y parvenir, elle évaluera le coût approximatif de l'ouvrage pour différentes combinaisons de largeurs d'évacuation et de hauteurs de digue, afin de sélectionner la configuration la plus rentable.

- **Le niveau des plus hautes eaux (PHE)**

Le niveau des plus hautes eaux est égal au niveau normal de la retenue (NNR = 123m) majoré de la charge sur le déversoir de crue (h_{dev} =2.9m)

$$NPHE = NNR + hdev$$

Ce qui donne : NPHE = 123+2.9 = 125.9 m.NGA

- **Calcul de la hauteur de barrage**

$$Hb = NPHE. 2. Nf + R + Hs$$

Avec :

Nf : niveau de la fondation après l'excavation la couche des alluvions du lit d'oued,

Nf = 36 m.NGA. (**Source :** BET)

R : Revanche ;

Hs : Hauteur de sécurité (la disposition pour le choix de la revanche sont conformes aux normes italiennes en vigueur pour les barrages ; dans ce cas particulier on exige 1m de hauteur pour le risque sismique d'une revanche de 4 m et plus), dans notre cas : on a R=2m donc Hs=0.5

- **La revanche**

La revanche est la distance verticale séparant le sommet de la digue (la crête, hors courbure) et la surface de l'eau dans le réservoir. Plus précisément, elle correspond à l'écart entre la crête de la digue et le niveau normal des eaux (NNE), ce dernier étant déterminé par des calculs techniques.

✓ **Formule de STEVENSON GAILLARD**

$$R = 0.75\ H + \frac{V^2}{2g}$$

$$H = 0{,}75 + 0{,}34 \cdot F^{0{,}5} - 0{,}26 \cdot F^{0{,}25}$$

$$V = 1.5 + 2H$$

Avec :

R : hauteur de montée de la vague (m),

F : longueur maximale de la surface d'eau du lac en suivant la direction vent (l'fetch), Pour F<18 km ;

H : hauteur de la vague (m),

V : vitesse de propagation de la vague (m / s),

g : accélération de la gravité égale à 9.81m/s^2.

✓ **Formule de Mallet et Paquant :**

$$H = 0.5 + 0.33(F)^{0.5}$$

$$V = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} H$$

$$R = H + \frac{V^2}{2g}$$

✓ **Formule de l'USBR**

$$V = 1.5 + 2H$$

✓ **La formule simplifiée :**

$$R = 1 + 0{,}3 \cdot F^{0{,}5}$$

Les résultats du calcul de la revanche par différentes formules sont donnés au tableau

Tableau II.16 : La revanche par différentes formules.

	VALEURS			
FORMULES	**Fetch F(km)**	**H (m)**	**V (m/s)**	**R (m)**
STEVENSON GAILLARD	10	1,48	2,30	1,38
MALLET PAQUANT	10	1,55	2,54	1,49
USBR	10	1,55	4,61	2,25
SIMPLIFIE	10	/	/	1,95
Moyenne	/	/	/	1,77

Les résultats du tableau sont que des valeurs théoriques, c'est pour cela on opte pour une revanche de deux mètres « R= 2.0 m » pour des mesures de sécurité.

Donc :

$$Hb = 125.9 - 36 + 2 + 0.5 = 92.4 \text{ m}$$

- **Le niveau de la crête (Ncr)**

$$Ncr = Hb + Nf$$

$$Ncr = 92.4 + 36$$

$$Ncr = 128.4$$

- **Calcul du tassement de la digue en terre**

Pour les petits barrages on calcule le tassement d'après la formule :

$$Ta = 0{,}015Hb$$

- La hauteur totale du barrage est : Hb = 92.4 m
- Donc le tassement est de l'ordre de : Ta = 0.92 m
- **Largeur en crête (bc)**

Plusieurs formules sont utilisées pour calculer la largeur de la crête, on site :

✓ **Formule de KNAPPEN :**

$$bc = 1{,}65 \cdot H^{0,5}$$

- ✓ **Formule SIMPLIFIEE :**

$$b = 3{,}6 \cdot H^{1/3} - 3$$

- ✓ **Formule d'E-F-PREECE :**

$$b = 1{,}1 \cdot H^{0{,}5} + 1$$

- ✓ **Formule PRATIQUE :**

$$b = (5/3) \cdot H^{0{,}5}$$

Voici les résultats des calculs, résumés ci-dessous, en fonction des diverses relations.

Tableau II.17 : calcul de la largeur en crête

Largeur de deversoir (m)	Hauteur du barrage (m)	Largeur en crête		
		Formule T.KNAPPEN	Formule E.F.PREECE	Formule SIMPLIFIEE
30,00	65.70	13.37	11.33	9.92
35,00	65.50	13.35	11.31	9.90
40,00	65.30	13.33	11.30	9.89
45,00	65.25	13.33	11.29	9.89
50,00	65.10	13.31	11.28	9.88
55,00	65.05	13.31	11.28	9.87
60,00	64.98	13.30	11.27	9.87
65,00	64.90	13.29	11.27	9.86
70,00	64.80	13.28	11.26	9.86
75,00	64.70	13.27	11.25	9.85

- **Calcul du coût de la digue**

Tableau II.18 : Coût et volume de la digue.

digue	Largeur déversante (m)	Volume de la digue (m^3)	Coût de la digue (DA)
1	30	128853,8	103083040
2	35	128023,3	102418640
3	40	127505,4	102004320
4	45	127092,13	101673704
5	50	126679,7	101343760
6	55	126432	101145600
7	60	126123.24	100898592
8	65	125753.25	100602600
9	70	125342.8	100274240
10	75	124456	99564800

- **Calcul du coût de l'évacuateur de crue :**

En fixant le mètre cube du béton à 45000 DA, le coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes sera

Tableau II.19 : coût de déversoir.

Largeurs déversantes (m)	Volume du béton (m^3)	Coût du déversoir (DA)
30	370,60	18530000
35	421	21050000
40	468	23400000
45	530	26500000
50	570.1	28505000
55	640.3	32015000
60	670.8	33540000
65	720,7	36035000
70	762,7	38135000
75	806	40300000

- **Coût du canal d'approche**

Tableau II.20 : coût du canal d'approche

Largeurs déversantes (m)	Surface de béton (m^2)	Volume de béton (m^3)	Coût total (DA)
30	255,00	102	5100000
35	290,50	116,2	5810000
40	324,00	129,6	6480000
45	362,25	144,9	7245000
50	395,00	158	7900000
55	431,75	172,7	8635000

60	466,80	186,72	9336000
65	500,50	200,2	10010000
70	532,00	212,8	10640000
75	562,50	225	11250000

La figure ci-dessous montre la courbe d'optimisation :

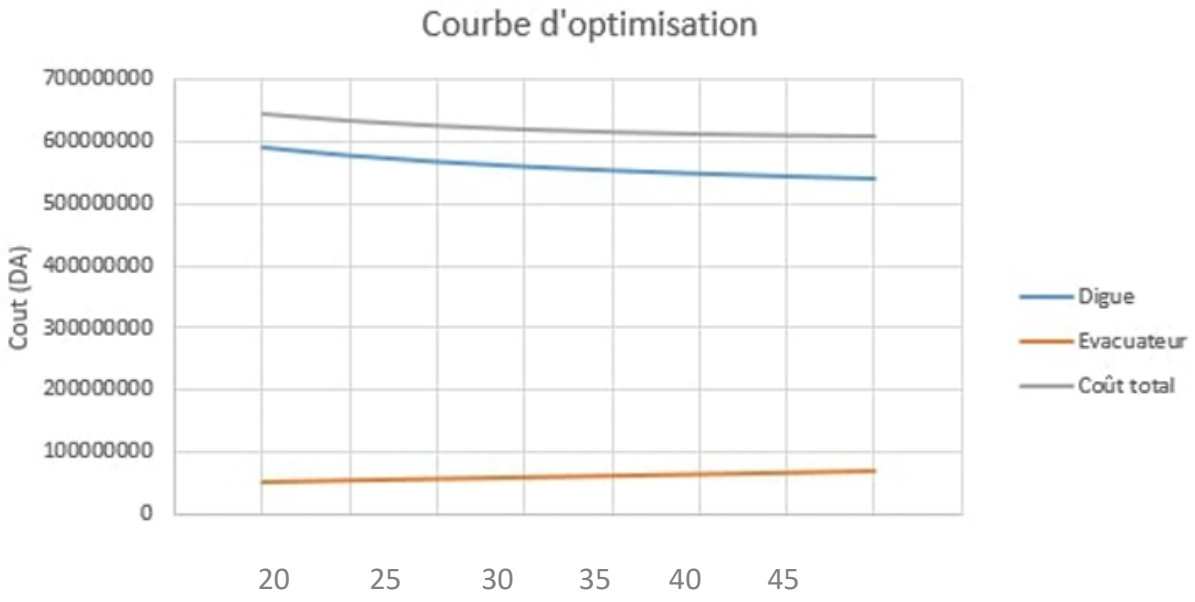


Figure : La courbe d'optimisation

Conclusion

a la fin de ce chapitre on a pu avoir les données de départ pour la conception et du dimensionnement de notre digue et nos ouvrages annexes. On récapitule les résultats de l'étude de la régularisation et du laminage des crues dans le tableau ci-dessous :

Tableau: récapitulatif de l'étude de l'optimisation, la régularisation et du laminage

Denominations	Unités	Valeurs
Volume mort	Hm3	12
Volume utile	Hm3	98
VNNR	Hm3	110
Cote NNR	m NGA	123
Cote NPHE	m NGA	125.9
Cote en crete	m NGA	128.4
Largeur du déversoir	m	40
Charge déversée	m	2.9

Chapitre III

Dimensionnement de la digue

III.1 Introduction

Un barrage est un ouvrage d'art conçu pour stocker l'eau, formant ainsi un lac ou un réservoir artificiel. Sa structure principale, la digue, est généralement faite de terre, de roche, de béton ou d'une combinaison de ces matériaux. Son rôle premier est de contenir l'eau et de supporter la pression qu'elle exerce.

La conception des digues varie grandement en fonction des spécificités du site et de l'usage prévu. Elles peuvent être droites, en forme de voûte, en enrochement, en béton ou mixtes. Pour assurer leur stabilité, leur conception doit prendre en compte divers facteurs comme la hauteur du barrage, la force de l'eau, la stabilité du sol, les risques sismiques et les conditions météorologiques.

Des systèmes de drainage sont souvent intégrés pour renforcer les digues et évacuer l'eau qui s'infiltre, ce qui aide à réduire la pression hydrostatique.

Enfin, la digue est cruciale pour la sécurité du barrage. Une rupture peut provoquer des inondations catastrophiques en aval, causant des dégâts majeurs aux infrastructures et mettant en danger les populations. C'est pourquoi la construction, l'inspection régulière et l'entretien des digues sont des aspects fondamentaux de la gestion de ces ouvrages.

III.2 Le choix de type du barrage

La digue est choisie selon les conditions géologiques, hydrologiques, topographiques, la morphologie de la vallée, puis la qualité et la disponibilité des matériaux de construction.

Dans notre cas, le choix est porté sur une digue en terre, car toutes les conditions citées ci-dessus sont satisfaites. Pour l'élaboration de ce type du barrage, on doit respecter les mesures suivantes :

- ✓ Le massif doit être protégé contre l'envasement ;
- ✓ Les contraintes doivent être minimisées sur les fondations et sur les terrains des rives ;
- ✓ Les pentes des talus amont et aval doivent assurer la stabilité ;
- ✓ La ligne de saturation doit se trouver ultérieurement à l'intérieur du massif ;
- ✓ Le terrain d'assise ne doit avoir aucun passage préférentiel, permettent aux eaux de cheminer de l'amont à l'aval ;

- ✓ La face amont doit être protégée contre l'action des vagues et des corps flottants ;
- ✓ Le massif doit être garanti contre le débordement dû aux vagues ;
- ✓ Le talus du massif doit être stable pendant la construction et pour toutes les conditions du fonctionnement du barrage.

Résumé de l'étude des variantes faite dans la faisabilité :

L'étude des variantes pour le barrage de Souk Tlata examine les types de barrages possibles en fonction de la disponibilité des matériaux locaux. L'étude se concentre sur les barrages en matériaux locaux, car la variante en béton est jugée moins avantageuse

- Types de barrages étudiés:

- **Barrage poids en béton compacté au rouleau (BCR)** : Ce type de barrage résiste à la poussée de l'eau par son propre poids et nécessite une fondation rocheuse de bonne qualité. Un avantage est la rapidité d'exécution, mais l'inconvénient est sa sensibilité aux variations du poids spécifique de l'eau et aux séismes
- **Barrage zoné** : Il est envisagé en cas d'hétérogénéité des matériaux sur le site. Les fonctions de résistance et d'étanchéité sont séparées, la résistance étant assurée par des recharges et l'étanchéité par un noyau central en terre imperméable. Ce type de barrage est difficile à réparer en cas de fuite et présente un risque de "phénomène de renard" en raison de l'hétérogénéité des matériaux
- **Barrage en enrochement avec un masque amont** : Ce type est choisi quand seuls des enrochements sont disponibles. Le corps du barrage est fait d'enrochements, et l'étanchéité est assurée par un masque de béton ou de bitume sur le côté amont. Le masque est facile à réparer, mais la stabilité des enrochements est difficile à assurer

l'étude comparative des couts montre que la digue zonée est la variante la plus économique, c'est donc cette option qui fera l'objet d'une étude détaillée .

III.2.1 Barrage en terre à noyau argileux

Un barrage en terre à noyau argileux est un type de barrage constitué principalement de matériaux naturels locaux (terre, graviers, roches), avec un noyau central étanche en argile. Ce noyau sert à empêcher l'eau de s'infiltrer à travers l'ouvrage.

- Un tel barrage est composé de plusieurs zones :
  - **Noyau central argileux** : Partie imperméable au centre du barrage, en argile ou en un matériau très plastique.
  - **Zones de transition** : Situées de part et d'autre du noyau, elles sont composées de matériaux filtrants (sable, gravier) pour prévenir la migration des particules fines.
  - **Enrochements ou remblais périphériques** : Constitués de matériaux plus grossiers (terre, roche), ils donnent au barrage sa stabilité.
  - **Drainages internes** : Dispositifs permettant d'évacuer l'eau infiltrée et de soulager les pressions interstitielles.
  - **Parements** : Les surfaces externes (amont et aval) peuvent être protégées par de l'enrochement ou un revêtement pour résister à l'érosion

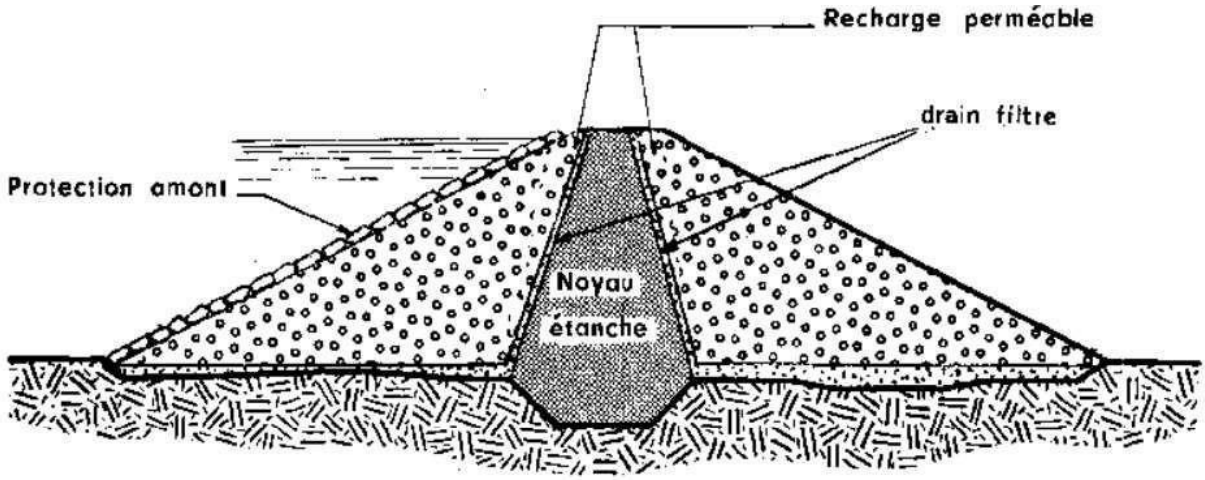


Figure III.1 : Coupe d'un barrage en terre à noyau argileux.

III.3 Profil générale de la digue

III.3.1 Hauteur du barrage

La hauteur du barrage est égale à la hauteur normale de la retenue (NNR), majorée de la charge maximale au-dessus de seuil du déversoir de crue (h) et la revanche (R). Le niveau normal de la retenue correspond à la capacité utile à stocker. Cette capacité est déterminée en tenant compte du volume des besoins, de la surface à irriguer et de la tranche morte correspondante aux dépôts solides d'égal an.

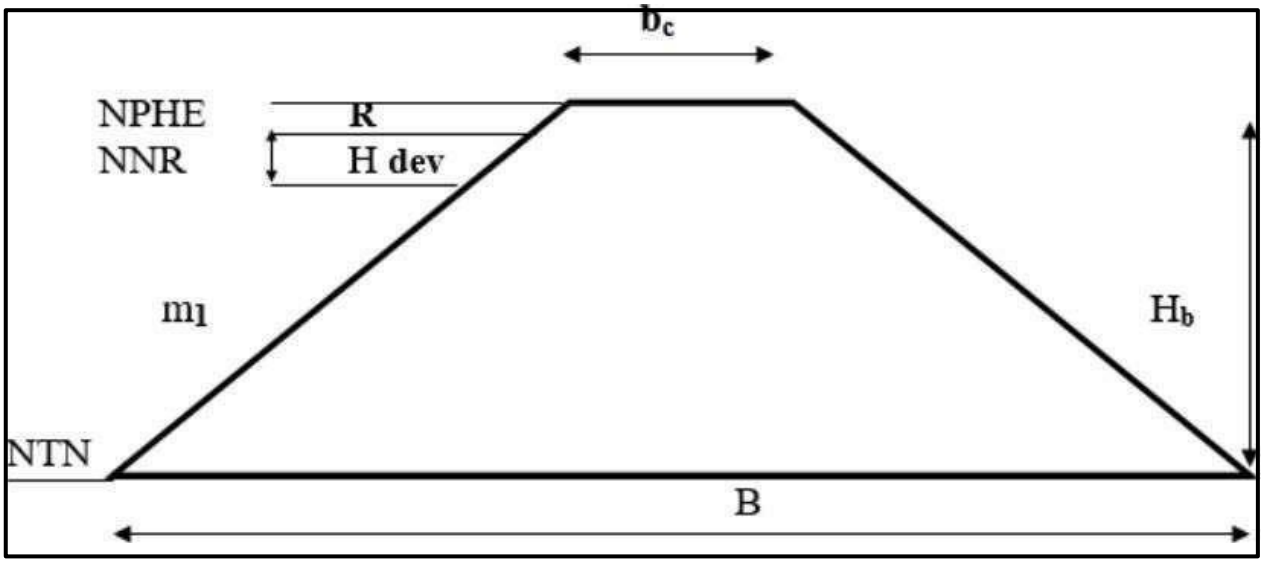


Figure III.2 : Schéma représentatif des hauteurs.

- Dans le chapitre précèdent les calculs ont été effectuer En définitive :

$$NPHE = NNR + hdev \ldots\ldots\ldots \textbf{(III.1)}$$

NPHE =125.9 m.NGA

R= 2.0 m

$$H_b = NPHE\ 2\ Nf + R + Hs \ldots\ldots\ldots \textbf{(III.2)}$$

Hb= 92.4m

- **Le niveau de la crête (Ncr) :**

$$Ncr = Hb + Nf \ldots\ldots\ldots \textbf{(III.3)}$$

Ncr = 128.4

- **Largeur en crête (bc) :**

$$bc = 11 \text{ m}$$

- **Longueur en crête** : La longueur en crête du barrage est mesurée sur une carte topographique d'échelle (1/10000) du site. Elle est obtenue par la mesure directe sur le levé topographique suivant l'axe de la digue ; c'est la distance séparant les deux points d'interaction de l'axe de la digue avec la courbe de niveau ayant pour la côte (CCB), d'où : **Lc = 150 m.**
- **Pente des talus :** La pente d'un talus est le produit de la hauteur sur sa projection horizontale au sol. Elle est fixée par les conditions de stabilité mécanique du massif et ses fondations.

Il n'existe pas des formules théoriques qui permettent de calculer directement ces pentes

Pour déterminer la pente des parements, on donne en général des pentes, qui paraissent optimales, compte tenu de la nature des matériaux de construction et la hauteur du barrage.

Les pentes des talus du barrage de Souk El Tlata sont données au tableau ci-dessous :

Tableau III.1 : Les pentes des talus du barrage de Souk El Tlata.

Hauteur de la digue en (m)	**Type de la digue**	**Pente des talus**	
		Amont (m_1)	**Aval (m_2)**
H< 5 m	- Homogène	2,5	2
	- A zones	2	2
5 à 10 m	- Homogène, granularité étendue	2	2
	- Homogène à fort % d'argile	2,5	2,5
	- A zones	2	2,5
10 à 20 m	- Homogène, granularité etendue	2,5	2,5
	- Homogène à fort % d'argile	3	2,5
	- A zones	3	3
H ≥ 20	- Homogène, granularité étendue	3	2,5
	- Homogène à fort % d'argile	3,5	2,5
	- à zones	3	3

- D'après le tableau qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur (H ≥20) et de type de barrage (barrage zoné).

- On choisit pour les calculs les pentes :
  - ✓ **Parement amont** : $m_1 = 3$.
  - ✓ **Parement aval** : $m_2 = 3$.

- **Largeur à la base du barrage :** La formule est présentée comme suit :

$$B = (m_1 + m_2) \times Hb + bc \ldots\ldots\ldots \textbf{(III.4)}$$

Avec :

m_1 : Pente du talus amont,

m_2 : Pente du talus aval,

Hb : Hauteur du barrage, (Hb = 92,4m),

bc : Largeur en crête, (bc = 11m).

Pour de déterminer la largeur de base, il faut faire le choix des pentes de talus du barrage, qui sont fixées par des conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations.

$$B = (3+3) * 92.4 + 11$$

$$B = 565.4 \text{ m}$$

- **Les bermes :** Pour les barrages de grandes hauteurs, les bermes sont exécutées pour faciliter les travaux au cours de construction de la ligue, et pendant les éventuelles réparations lors de l'exploitation.

Les bermes servent aussi à protéger les talus contre les affouillements, et elles augmentent la stabilité des talus, en général on prévoit une berme tous les 5 à 20m, ceci pour faciliter l'accès à tous les endroits des biefs.

- **Talus aval :** Les mesures de sauvegarde des talus face aux agressions hydriques

Les talus d'un barrage sont vulnérables à l'érosion, que ce soit par le ruissellement des eaux de pluie ou, pour le côté amont, par l'action des vagues. Il est donc essentiel de mettre en place des mesures de protection.

Il sera préservé de l'érosion par un enrochement, mis en place progressivement à mesure que les travaux de terrassement avancent. Cet enrochement, constitué de pierres, repose sur un filtre (un lit de gravier et de sable) d'environ 1 mètre d'épaisseur.

- **Le Talus Amont :** sera sécurisé par un parement en rip-rap d'enrochement. Le dimensionnement de cette protection est calculé selon la formule suivante

$$e = C.V^2 \ldots\ldots\ldots \textbf{(III.5)}$$

Avec :

e : Epaisseur de l'enrochement en [m];

V : Vitesse de propagation des vagues en [m/s];

C : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique θ du matériau d'enrochement.

- ✓ Le poids spécifique du Rip rap θ = 26.5KN/m3
- ✓ C pour les digues zonées est donné : 0.025.
- ✓ L'épaisseur d'enrochement est donc « e = 0.88m »

III.4 Etanchéité du barrage

- **Le Noyau :** Étant donné que le remblai utilisé dans les deux premières variantes n'assure pas une étanchéité suffisante, nous avons intégré un noyau central en argile compactée, positionné verticalement au cœur du barrage. Ce noyau doit s'élever jusqu'à la crête du barrage, dépassant ainsi le niveau des plus hautes eaux.

  Sa partie supérieure sera protégée par une couche de sable ou, idéalement, par un chemin en enrobé bitumineux aménager sur la crête. De chaque côté du noyau, des drains filtrants seront installés pour compléter le dispositif.

- **Son dimensionnement** :
- **Les fruits des talus du noyau :**

$$\frac{2 \cdot C0}{\gamma s \cdot Hn} \ldots\ldots\ldots \textbf{(III.6)}$$

Avec :

C0 : la cohésion

φ : Angle de frottement interne(tgφ=18°)

γs : Densité

$$\frac{2 \cdot C0}{\gamma s \cdot Hn} = 0.46$$

- Selon l'abaque, les pentes des talus sont déterminées comme suit :
  - ✓ Talus amont : 0.1
  - ✓ Talus aval : 0.1
- La hauteur du noyau est donnée par : $H_n = H_b - 1$

$$H_n = 91.4 \text{ m}$$

- **La largeur en crête du noyau :**

Elle est donnée en fonction de la hauteur de la retenue :

$$L_{n;x} = \frac{1}{6} H_b \ldots\ldots\ldots \textbf{(III.7)}$$

$$L_{n,x} = 15.4 \text{ m}$$

- **La base du noyau** :

$$L_{base} = 2 \cdot m \cdot Hn + L_{n,s} \ldots\ldots\ldots \textbf{(III.8)}$$

$$L_{base} = 33.7 \text{ m}$$

- **La largeur moyenne du noyau :**

$$\delta m = \frac{Ln,s + Lb}{2} \ldots\ldots\ldots \textbf{(III.9)}$$

$$\delta m = 24.55 \text{m}$$

III.5 Les drains

Pour capter les eaux s'infiltrant dans le corps du barrage, un tapis filtrant est placé dans la partie aval du massif, à la jonction avec la fondation. Ce tapis a pour rôle de collecter et d'acheminer les eaux filtrées vers une galerie de drainage qui s'étend sur toute la longueur du barrage. L'eau accumulée dans cette galerie est ensuite évacuée par des collecteurs vers l'aval de la digue.

- **Drain Tapis** : Afin de capter les infiltrations d'eau dans un barrage en terre, un drain-tapis filtrant est généralement installé dans la partie aval du massif, à l'interface avec les fondations. Son rôle est d'abaisser la nappe phréatique à l'intérieur du barrage. Ce drain couvre typiquement un quart à un tiers de l'emprise totale de l'ouvrage.

- Sa longueur est de : $L_d = \underline{Lb}/3 = 103.5\text{m}$

- **Dimensionnement du drain vertical :** La solution retenue est un drain vertical positionné au cœur du barrage. La largeur minimale de ce drain est de 1 mètre, mais nous optons pour une largeur de 2 mètres.

Ce drain vertical, qui intercepte l'eau d'infiltration, est relié à un drain de tapis horizontal qui s'étend sous le barrage et draine les fondations. Le drain vertical est aligné avec le niveau des plus hautes eaux (NPHE) afin de capter l'eau jusqu'au point de saturation le plus élevé du remblai.

$$Ndr = NPHE = 125.9 \text{ mNGA}$$

- **Dimensionnement du drain prisme :**

- **Hauteur** : $H_p = (0{,}15 \div 0{,}2)H_b$

$$H_p = 13.8\text{m}$$

- **Largeur en crête** :

$$b_p = 1/3 \text{ hdr}$$

$$b_p = (1/3 \div 1/4)\text{hdr}$$

$$b_p = 4.6$$

- **Fruits des talus** :

$$m_1 = 1.75$$

$$m_2 = 2.5$$

III.6 Les filtres

Les filtres, qui sont des couches de matériaux de granulométrie très diverses, sont placés à plusieurs endroits stratégiques pour assurer le drainage et la protection du barrage.

On les trouve :

- Au pied du talus aval.
- Sur le talus amont, entre la retenue et les recharges, pour servir de zone de transition.
- Entre le tapis filtrant et les recharges.

- **Critères de Dimensionnement des Filtres**

Les critères de conception des filtres reposent sur des règles empiriques développées par les ingénieurs. Les plus courantes sont basées sur le rapport des tailles de grains entre le sol protégé (le noyau d'argile) et le matériau du filtre. On utilise principalement le **D15** (le diamètre sous lequel se trouvent 15 % des particules) et le **D85** (le diamètre sous lequel se trouvent 85 % des particules).

Voici les critères fondamentaux :

✓ **Rétention des particules fines :** Pour que le filtre retienne les particules du sol, la taille des pores du filtre ne doit pas être excessive. Le critère pour un filtre non-cohésif est :

$$\frac{\text{D15 (filtre)}}{\text{D85 (sol protégé)}} < 5$$

Ce critère garantit que les particules fines ne peuvent pas passer à travers le filtre.

✓ **Perméabilité suffisante :** Pour que l'eau puisse s'écouler librement et que les pressions interstitielles ne s'accumulent pas, le filtre doit être suffisamment perméable. Le critère est:

$$\frac{\text{D15 (filtre)}}{\text{D15 (sol protégé)}} > 4 \text{ (ou >5 selon les normes)}$$

Cela assure que le filtre est au moins quatre fois plus perméable que le sol protégé(noyau), empêchant ainsi une surcharge hydraulique.

- Pour les filtres il est adopté la composition granulométrique suivante :
  - $D_{10,F}$= 0.10 -0.30 mm
  - $D_{15,F}$= 0.12 -0.35 mm
  - $D_{60,F}$= 0.40 -1.20 mm
  - $D_{max,F}$= 2.00 -6.00 mm
  - Coefficient d'uniformité Cu = $D_{60,F}/D_{10,F}$ = 4.

$$\frac{\text{D15 (filtre)}}{\text{D85 (noyau)}} = 4.5 \leq 5$$

$$\frac{\text{D15 (filtre)}}{\text{D15 (noyau)}} = 59.5 \geq 5$$

- Les conditions sont vérifiées.

Sachant que D85, drain=0.06mm et D15, drain= 0.026 mm, Entre le drain et le filtre, il faudra respecter :

$$\frac{\text{D15 (filtre)}}{\text{D85 (drain)}} = 2 \leq 5$$

$$\frac{\text{D15 (filtre)}}{\text{D15 (drain)}} = 4.6 \geq 4$$

- Les conditions sont vérifiées.

III.7 Calcul des volumes de la digue

Pour déterminer le coût d'un barrage, on commence par dessiner son profil longitudinal. Ensuite, on sélectionne des sections transversales de la digue et on utilise une formule spécifique pour calculer la hauteur de la digue à chaque coupe.

$$H_{bi} = N_{cr} - N_{pi} \ldots\ldots\ldots \textbf{(III.10)}$$

Avec :

N_{cr} : Côte de la crête du barrage.

N_{pi} : Côte du pied du barrage dans la section i.

- La surface de la section transversale du barrage pour la tranche "i" est déterminée comme suite :

$$Si = b\frac{cr+Bpi}{2} \times Hbr \ldots\ldots\ldots \textbf{(III.11)}$$

Avec :

BPi : Largeur du pied du barrage de la section « i »

$$Bpi = b_{cr} + (m_1+m_2) \cdot Hbi \ldots\ldots\ldots \textbf{(III.12)}$$

- **Le volume total du barrage :**

$$V_b = \sum_{i=1}^{n} Vi \ldots\ldots\ldots \textbf{(III.13)}$$

$$V_b = 1026780 \text{ m}^3.$$

Tableau III.2 : Evaluation du volume et du prix total des différents matériaux.

Désignation	Volume des matériaux en m^3	Prix (DA)	Montant (DA)
Noyau argileux	237 815	800	190.252.000
Recharge enrochement	276 123	3000	828.369.000
Recharge en Grès	447 100	1180	527.578.000
Filtre	30 338	600	18.202.800
Drain	35 404	600	21.242.400

Le prix total des différents matériaux est de un milliard six cent millions de dinars algériens (DA).

III.8 Conclusion

Au terme de ce chapitre consacré au dimensionnement de la digue du barrage, il est clair que la conception de cette structure ne se résume pas à un simple calcul. Le processus intègre une série d'étapes cruciales

- La sélection de cette conception de barrage s'explique par sa simplicité de construction et la disponibilité de matériaux de qualité, notamment une grande quantité d'argile, directement sur le site.
- La digue en terre qui en résulte doit répondre à des critères stricts pour garantir sa fiabilité et sa rentabilité, tels que :

    - ✓ Être suffisamment imperméable.
    - ✓ Être insoluble dans l'eau.
    - ✓ Avoir une faible teneur en matières organiques.
    - ✓ Résister à la fissuration due aux tassements du sol.
    - ✓ Présenter une forte résistance au cisaillement et une densité sèche maximale.
    - ✓ Être économique

Chapitre IV

Dimensionnement des ouvrages annexes

IV.1 Introduction

La réalisation d'un barrage nécessite toujours l'intégration des structures auxiliaires. Celles-ci servent à gérer le réservoir et à garantir la sécurité de l'ouvrage. Leur rôle principal est de permettre le passage de l'eau de l'amont vers l'aval du barrage.

Voici les principales ouvrages annexes que l'on trouve sur un barrage :

- La dérivation provisoire
- L'évacuateur de crue
- La vidange de fond
- La prise d'eau

IV.2 Les principales ouvrages annexes

IV.2.1 L'évacuateur de crues

Les évacuateurs de crues sont des ouvrages hydrauliques essentiels, conçus pour gérer en toute sécurité le surplus d'eau d'un barrage. Leur rôle principal est de prévenir les inondations en aval et de protéger l'intégrité structurelle du barrage en libérant l'eau de manière contrôlée dès que le niveau dans la retenue dépasse un seuil prédéfini.

On distingue de multiples sortes d'évacuateurs, qui sont classés d'après diverses caractéristiques

✓ **Selon la manière dont ils opèrent hydrauliquement :**

- Evacuateur de surface :
  - Evacuateur à entonnement frontal
  - Evacuateur à entonnement latéral
  - Evacuateur labyrinthe
  - Evacuateur de bec de canard
- Evacuateur en charge :
  - Evacuateur en puits
  - Evacuateur en siphon

✓ **D'après leur situation vis-à-vis de la digue :**

- Evacuateur central
- Evacuateur latéral (dans ce cas il existe deux, à entonnement latéral et un autre frontal)

✓ **D'après le mode de maîtrise du débit :**

- Evacuateur avec des vannes
- Evacuateur à surface libre

- **Expliquant les plus fréquents :**

a- Evacuateur de crue latérale à entonnement latéral

Cet ouvrage est conçu pour un écoulement à surface libre, et son choix dépend entièrement des caractéristiques topographiques du site. Son principal avantage réside dans la réduction du volume des terrassements nécessaires, tout en offrant une largeur de déversement importante.

Cependant, son inconvénient majeur est le risque de saturation, car la quantité d'eau qu'il peut évacuer est limitée par la section d'entrée de son chenal.

b- Evacuateur de crue latérale à entonnement frontal

Cet évacuateur est classé parmi les ouvrages à écoulement en surface libre. Il offre des avantages notables :

- Il fonctionne de manière très fiable, même lorsque les débits dépassent ceux prévus pour la crue de projet.
- Sa construction est simple.

Cependant, il présente des inconvénients :

- Son coût est relativement faible. (Il semble y avoir une incohérence ici, "coût peu élevé" est généralement un avantage. Je reformule en supposant que c'est bien un avantage, ou que c'était une erreur de frappe et que c'est un inconvénient si le coût était en fait *élevé*.) Si c'est un inconvénient, il faudrait que ce soit "coût élevé". En l'état, je le considère comme un avantage que vous avez classé par erreur dans les inconvénients. Si c'est un inconvénient, veuillez le préciser.
- Il est difficile à modifier ultérieurement

c- Evacuateur de crues en siphon

Ce dernier aspire l'eau du réservoir par-dessus la crête, permettant de réduire rapidement le niveau d'eau.

L'ouvrage en question est un système à écoulement en charge, directement ancré dans le corps du barrage. Il offre l'avantage de ne pas dépendre des particularités du terrain (aucune exigence topographique) et permet l'application de méthodes de calcul courantes.

Toutefois, ses inconvénients sont notables : il est sujet à des problématiques d'amorçage et de désamorçage, requiert un entretien impératif, ne gère qu'un débit d'évacuation limité, et son positionnement sur le corps de la digue peut être considéré comme une contrainte.

d- Evacuateur de crues en tulipe

Dans cette configuration d'ouvrage, le déversoir prend une forme circulaire ou semi-circulaire, menant à un puits coudé. Ce puits est connecté à une galerie ou une conduite où l'eau s'écoule avec une surface libre, avant d'atteindre un dissipateur d'énergie en aval.

Ces systèmes sont majoritairement installés sur les grands barrages, grâce à leurs multiples avantages

Ils sont capables de gérer des volumes d'eau très importants (de 80 à 6000 m^3/s).

Leur fonctionnement est optimal pour des chutes élevées et des charges importantes.

Parallèlement, ces évacuateurs comportent certaines faiblesses :

- Le risque de saturation (lorsque le débit dépasse le seuil de dimensionnement, ou en présence de charriage).
- La survenue de vibrations.
- Les difficultés inhérentes à la connexion entre la digue et la conduite ou la galerie.
- L'obligation de prévoir des protections antivortex, ce qui génère des coûts et des besoins en maintenance.
- La dissipation énergétique se fait au bas de la digue.

Compte tenu de la nature et de la topographie du terrain, ainsi que des impératifs techniques de notre projet, nous avons opté pour un évacuateur de crue latérale à entonnement frontale

IV.2.2 Le dimensionnement de l'évacuateur de crue latérale à entonnement frontale

Le canal d'approche : un conduit artificiel, a pour fonction de diriger l'eau depuis le réservoir jusqu'au déversoir. Puisque les déversoirs en cascade sont souvent installés sur les versants, il est essentiel d'aménager un passage pour acheminer le flux du réservoir vers la structure du déversoir. La conception de ce canal repose sur deux principes hydrauliques majeurs. Premièrement, sa longueur et son tracé doivent être optimisés pour minimiser les pertes de charge. Deuxièmement, l'eau arrivant au déversoir doit être répartie de manière aussi homogène que possible. Cette uniformité est cruciale, car une distribution inégale entraînerait des conditions d'écoulement insatisfaisantes au niveau de la chute et dans le dispositif de dissipation d'énergie.

$$Va = \frac{Qev}{Sc} \quad \textbf{(IV.1)}$$

$$H = 2.9m$$

$$B = 40m$$

$$Q = 695.64m3/s$$

$$Sc = b \times h \quad \textbf{(IV.2)}$$

$$h = P+H$$

$$h = 5+2.9 = 7.9m$$

$$Va = \frac{695.64}{40(5+2.9)} = 2.2m/s$$

- La vitesse d'approche est inférieure à la vitesse admissible, donc la condition est vérifiée.

- **Hauteur du mur :**

$$Hm = P + H + Re \quad \textbf{(IV.3)}$$

- **La revanche** : $Re = 0.6 + 0.05 \times V \times H^{\frac{1}{3}}$

Re = 0.76

- On trouve : Hm= 8.66m

- **Longueur du canal :** La longueur du canal d'approche est dictée par la topographie du terrain.

IV.2.3 Le déversoir

Le débit de l'évacuateur de crues est contrôlé par le déversoir situé dans sa partie amont.

Pour cela, les parties avals (chenal d'écoulement, le coursier et le bassin de dissipation d'énergie), doivent être conçues de manière à évacuer ce débit du déversoir sans perturber son écoulement ; c'est-à-dire de telle manière que cet écoulement soit dénoyé.

Le profil du seuil déversant est de type Creager, Ce profil présente l'avantage que la pression sur toute sa surface aval est égale à la pression atmosphérique. Tout profil plus haut risquerait de générer des surpressions, ce qui augmenterait le danger de décollement.

Les coordonnées du profil du déversoir sont déterminées à l'aide de l'équation suivante :

$$Y = \frac{X^{1.85}}{2H^{0.85}} \quad \textbf{(IV.4)}$$

Avec :

H : la charge sur le déversoir.

Tableau IV.1: Coordonnées de la nappe déversante.

X	Y	X	Y
0	0	1.6	0.63
0.2	0.01	1.8	0.79
0.4	0.05	2	0.96
0.6	0.1	2.2	1.14
0.8	0.18	2.4	1.34
1	0.27	2.6	1.56
1.2	0.37	2.8	1.79
1.4	0.5	3	2.03

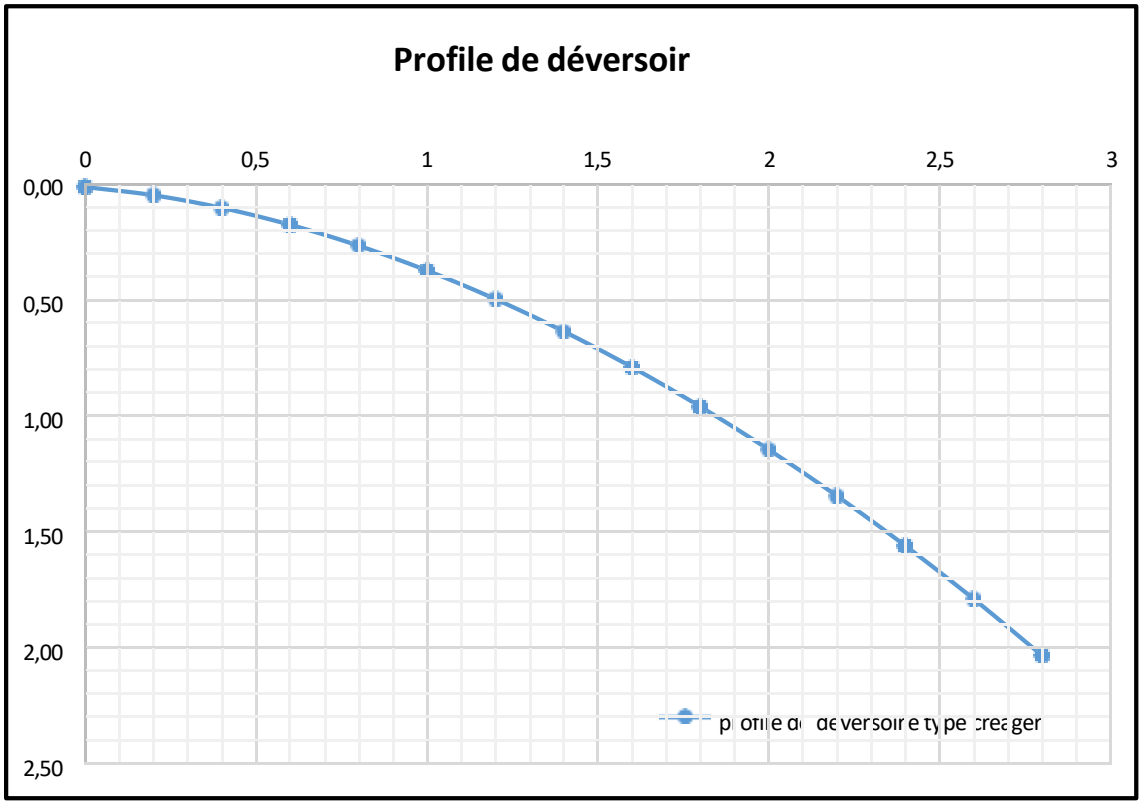


Figure IV.1: Profile du déversoir type Creager.

- **Le Chenal d'écoulement**

Suite au déversoir de surface, on trouve un canal de sortie dont la pente est très faible (0,1 %), inférieure à la pente critique, ce qui assure un écoulement fluvial (ou subcritique). Habituellement, il a une section rectangulaire, qui est la plus efficace pour ce type d'ouvrage. Ce canal est généralement très court, environ 8 mètres de long, car son rôle est simplement de contourner le sommet du barrage avant que l'eau n'atteigne le coursier en aval.

- **Calcul de la profondeur critique** :

Pour calculer la profondeur critique (hcr) pour un canal rectangulaire on utilise la formule suivante :

$$\frac{Qc^2 \times L}{g \times S^3} = 1 \ldots\ldots\ldots \textbf{(IV.5)}$$

$$S = L * h_{cr}$$

Avec :

S : section mouillée en (m²) ;

L : largeur de canal en (m);

g : accélération de la pesanteur en (m/s²);

y_{cr} : Profondeur critique en (m).

$$hcr = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} \quad \textbf{(IV.6)}$$

$$hcr = 3m$$

- La profondeur d'eau dans le chenal est de : Hcr = 1.5*hcr =4.5m

- **Calcul de la vitesse critique** :

En utilisant l'équation de la continuité :

$$Vcr = \frac{Qcr}{Vcr} \quad \textbf{(IV.7)}$$

$$Scr = b \times h_{cr}$$

$$Scr = 120m^2$$

$$Vcr = 5.8\ m/s$$

- **Calcul de la pente critique :**

Depuis la formule de CHEZZY on trouve :

$$Vcr = \frac{1}{n} \times Rcr^{2/3} \times Icr^{1/2} \quad \textbf{(IV.8)}$$

$$Icr = \left(\frac{Vcr \times n}{Rcr^{2/3}}\right)^2$$

Avec :

n : Coefficient de rugosité du béton (n = 0,014)

Rcr : Rayon hydraulique critique en m (Rcr = Scr / Pcr)

Pcr : Périmètre mouillé critique en m (Pcr = b + 2ycr = 46m)

$$Rcr = 2.6m$$

$$Icr = 0.0018 = 0.18\%$$

$$0.1\% < 0.18\% \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- Calcul de la profondeur normale hn :

La formule de Manning Strickler.

$$Q = C \times S\sqrt{RI} \text{ ..... (IV.9)}$$

Avec :

C : coefficient de CHEEZY ($C=\frac{1}{n}R^{1/6}$)

R: rayon hydraulique R=S/P

$$S = b.hn$$

$$P = 2hn + b$$

- Par approximation : hn=3.3m

hn > hc ; donc l'écoulement dans le chenal est fluvial.

IV.2.4 Le convergeant

Il est déconseillé de réduire la largeur d'une chute immédiatement en aval d'un déversoir. En effet, les parois convergentes entraveraient l'écoulement sur les côtés, créant ainsi des conditions de flux défavorables. Il est donc nécessaire de prévoir une section droite de la chute, d'une longueur au moins égale à la largeur du déversoir, avant de permettre la convergence

Le convergent est une structure qui relie le déversoir au coursier. Sa largeur de départ est celle du déversoir et elle se rétrécit jusqu'à atteindre la largeur du coursier. Sa fonction principale est de guider le flux d'eau vers le coursier, ce qui entraîne une augmentation du niveau de l'eau à l'entrée de celui-ci.

$$\text{Tan}\theta = \frac{1}{3Fr} \text{ .....(IV.10)}$$

- Le nombre de Froude : $Fr= \frac{V}{\sqrt{gh}}$

$$Fr= 0.93$$

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{1}{3\times 0.93}\right)$$

$$\Theta = 20.32°$$

$$F1=0.81$$

$$\Theta = \tan^{-1}\frac{1}{2F1}\left(\frac{40}{b2} - 1\right)$$

$$b_2 = 25m$$

$$\frac{F2}{F1} = \frac{1}{2}\left(1 + \frac{b2}{b1}\right)$$

$$F2=0.66$$

$$\tan\theta = \frac{b1-b2/2}{L}$$

- On trouve : L=37.5m

IV.2.5 Le coursier

Le coursier fait suite au chenal d'écoulement ; sa fonction et de conduire l'eau au thalweg. Il est fortement conseillé de lui donner section rectangulaire, ce qui assure un écoulement régulier.

Les courants qui aboutissent au pied d'un coursier, ainsi que s'écoulent dans une conduite d'évacuation ont une vitesse élevée, mais ils doivent rejoindre le cours d'eau avec une très inférieure, l'énergie en excès ayant été dissipée, c'est sur ce critère que se basent les bassins d'amortissement à ressaut hydraulique tandis que les bassins à ange se basent à déplacer le courant plus en aval et à une distance assurant la sécurité de la digue contre le phénomène d'érosion

- **Calcul hydraulique du coursier**

La hauteur de la lame d'eau ne doit pas dépasser la hauteur critique dans le coursier pour assurer la torrentialité de l'écoulement.

- **Régime d'écoulement dans le coursier :**

Le coursier est composé de 2 parties : la première est de longueur de 129 m et une pente de 0.025m/m, la deuxième a une longueur de 119 m aussi et une pente de 0.35m/m.

- **La largeur de coursier** est de 40 m.
- **Le débit spécifique** : $qs = \frac{Qdev}{L}$; qs= 17.39m3/s/m

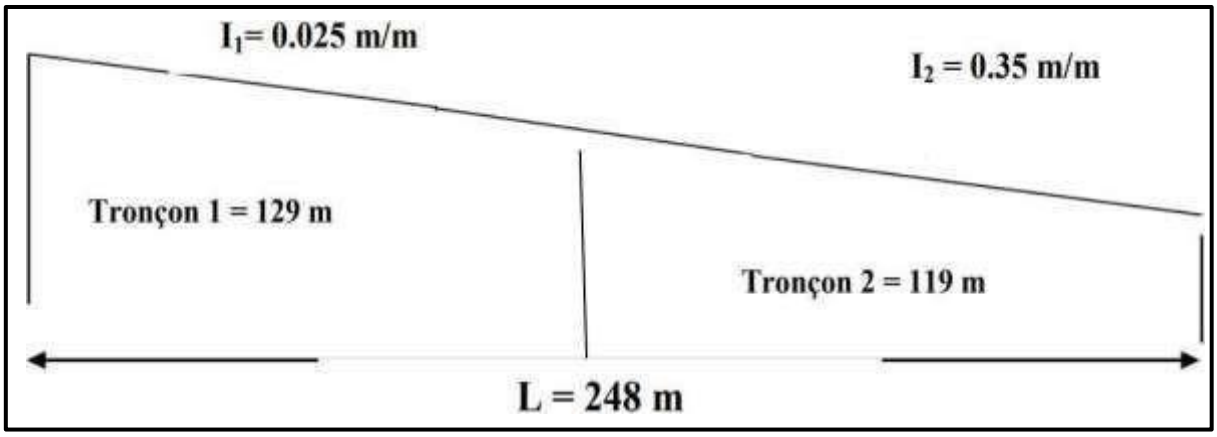


Figure IV.2 : Tracé des deux tronçons du coursier.

Calcul de la hauteur normale de la lame d'eau dans chaque tronçon

On construit les tableaux suivants pour trouver la hauteur normale de la lame d'eau dans chaque tronçon.

Tableau IV.2: Calcul du débit dans le coursier (Tonçon1)

h (m)	L (m)	n	i	Sm	Pm	R (m)	C (m)	V (m/s)	Q (mS/s)
0	40	0,014	0,025	0	40	0	0	0	0
0,5	40	0,014	0,025	20	41	0,488	63,374	6,999	139,970
1	40	0,014	0,025	40	42	0,952	70,850	10,932	437,296
1,5	40	0,014	0,025	60	43	1,395	75,507	14,103	846,152
2	40	0,014	0,025	80	44	1,818	78,912	16,824	1345,933
2,5	40	0,014	0,025	100	45	2,222	81,596	19,232	1923,241
3	40	0,014	0,025	120	46	2,609	83,806	21,402	2568,259
3,5	40	0,014	0,025	140	47	2,979	85,680	23,381	3273,333
4	40	0,014	0,025	160	48	3,333	87,301	25,202	4032,253
4,5	40	0,014	0,025	180	49	3,673	88,726	26,888	4839,852
5	40	0,014	0,025	200	50	4,000	89,994	28,459	5691,743

- Par interpolation on détermine la hauteur et la vitesse normale :

$hn_1 = 1.4$ m

$Vn_1 = 12$m/s

Tableau IV.3 : Calcul du débit dans le coursier (Tronçon 2).

h (m)	L (m)	η	i	Sm	Pm	R (m)	C (m)	V (m/s)	Q (mS/s)
0	40	0,014	0,35	0	40	0	0	0	0
0,5	40	0,014	0,35	20	41	0,488	63,374	26,186	523,721
1	40	0,014	0,35	40	42	0,952	70,850	40,905	1636,213
1,5	40	0,014	0,35	60	43	1,395	75,507	52,767	3166,011
2	40	0,014	0,35	80	44	1,818	78,912	62,950	5036,021
2,5	40	0,014	0,35	100	45	2,222	81,596	71,961	7196,108
3	40	0,014	0,35	120	46	2,609	83,806	80,080	9609,545
3,5	40	0,014	0,35	140	47	2,979	85,680	87,483	12247,689
4	40	0,014	0,35	160	48	3,333	87,301	94,296	15087,309
4,5	40	0,014	0,35	180	49	3,673	88,726	100,606	18109,068
5	40	0,014	0,35	200	50	4,000	89,994	106,483	21296,553

- Par interpolation on détermine la hauteur et la vitesse normale :

$$hn_2 = 0.7 \text{ m}$$

$$Vn_2 = 30 \text{ m/s}$$

- **Vérification du régime d'écoulement dans le coursier :**

- **Calcul de nombre de Froude pour vérifier le régime d'écoulement dans le coursier :**

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{gh}} \text{.....(IV.11)}$$

$$Fr_1 = 3.5 * Fr_2 = 12.6$$

- **Calcul de la profondeur critique :** On calcul la profondeur pour un canal rectangulaire

$$hcr = \sqrt[3]{\frac{Qdev^2}{gL^2}}$$

$$hcr = 4.24\text{m}$$

$$hcr = 4.24 \text{ m} > hn1 = 1.4 \text{ m}$$

$$hcr = 4.24\text{m} > hn2 = 0.7 \text{ m}$$

$$F1 \text{et } F2 > 1$$

Alors le régime dans le coursier est torrentiel ce qui garantit le non exhaussement du courant d'eau dans le coursier.

- **Calcul de la hauteur d'écoulement de l'eau dans le coursier de section rectangulaire**

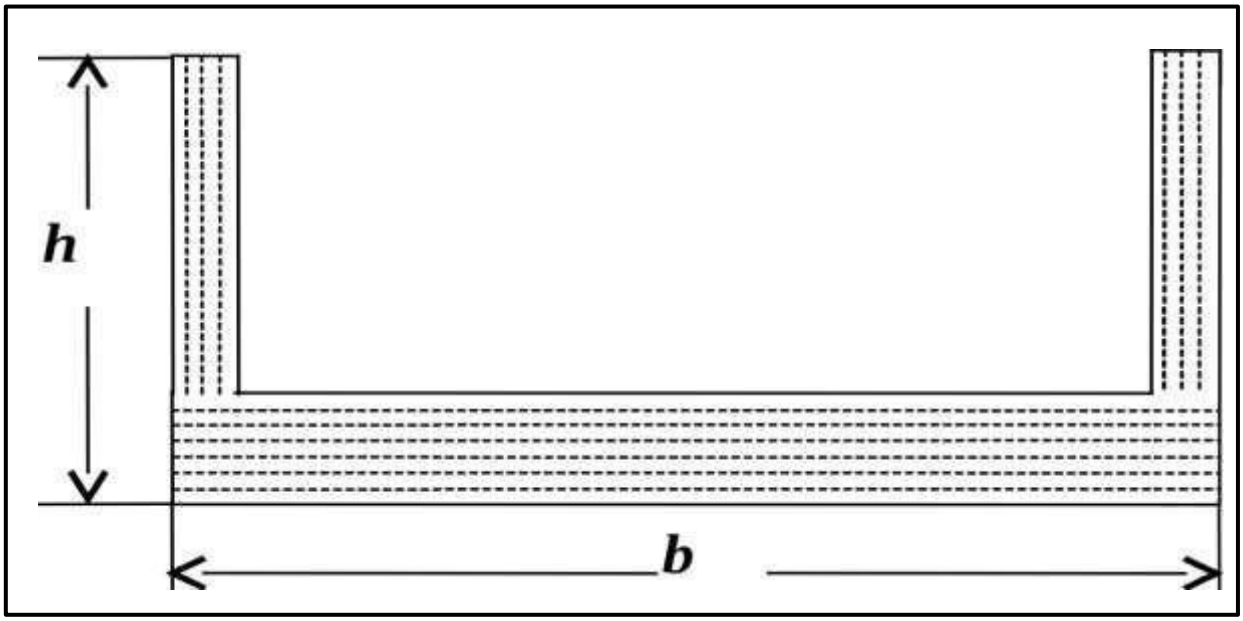


Figure IV.5 : schéma de la section rectangulaire d'un coursier

- Le calcul de la ligne d'eau est effectué par l'équation différentielle du régime Graduellement varié.

Les mouvements graduellement variés dans lesquels les paramètres hydrauliques varient très progressivement d'une section à l'autre (remous d'exhaussement ou d'abaissement).

En considérant dQ /dx= 0, Equation de continuité est :

$$\frac{dy}{dx} = \frac{(S0-Sf)}{1-Fr^2} \quad \textbf{(IV.13)}$$

Avec :

S$_\circ$: pente du fond.

Sf : pente de la ligne d'énergie.

Fr : nombre de Froude

En tenant compte de l'hypothèse que la pente de la ligne d'énergie Sf peut être calculée pour chaque profondeur en utilisant l'équation de Manning. L'équation devient en différences finies:

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{S0-(n^2\times Q^2)/(A^2\times R^{4/3})}{1-(Q^2\times B)/(g\times A^3)} \quad \textbf{(IV.14)}$$

On donne des valeurs arbitraires à yi et on calcul la distance Δy correspondante aux profondeurs yi, et on calcul la profondeur moyenne :

$$Y_{moy} = \frac{yi+yi+1}{2} \text{.....} \textbf{(IV.15)}$$

Cette valeur permet de calculer la section d'écoulement moyenne et le rayon hydraulique moyen, on calcul Δy à chaque valeur de yi, utilisant ymoy , et en l'ajoute à Δy cumulés jusqu'à cette étape si la somme est égale à la longueur L, et on continue avec une valeur de yi ' < yi jusqu'à trouver la somme de Δy égal à la longueur L de coursier.

Dans notre cas h > hn et j < I ; d'après la formule de Manning Strickler :

$Q = K \times A \times R^{2/3} \times j^{1/2}$

En adoptant :

$$j = \frac{V^2}{K^2 \times Rn^{4/3}} \text{.....} \textbf{(IV.16)}$$

Avec :

- ✓ Une largeur du canal b=20m.
- ✓ Une pente du coursier : I=0,025 m/m
- ✓ Coefficient de Strickler (71).

$$j = 0.0012 m/m$$

- **Calcul de ligne d'eau dans le premier tronçon :**

Les résultats de calcul sont représentés s dans le tableau suivant :

Tableau IV.4 : Calcul de ligne d'eau dans le 1ere tronçon du coursier.

h (m)	S (m²)	P (m)	R (m)	V (m)	Fr²	1-Fr²	J	I-J	Δx(m)	L (m)
4,24	84,8	28,48	2,9775	6,4546	3,4620	-2,4620	0,00191	0,02309	8,529	8,5
4,16	83,2	28,32	2,9379	6,5787	3,5286	-2,5286	0,00202	0,02298	8,801	17,3
4,08	81,6	28,16	2,8977	6,7077	3,5978	-2,5978	0,00213	0,02287	9,089	26,4
4	80	28	2,8571	6,8419	3,6697	-2,6697	0,00226	0,02274	9,393	35,8
3,92	78,4	27,84	2,8161	6,9815	3,7446	-2,7446	0,00240	0,02260	9,716	45,5
3,84	76,8	27,68	2,7746	7,1270	3,8226	-2,8226	0,00255	0,02245	10,060	55,6
3,76	75,2	27,52	2,7326	7,2786	3,9040	-2,9040	0,00272	0,02228	10,426	66,0
3,68	73,6	27,36	2,6901	7,4368	3,9888	-2,9888	0,00290	0,02210	10,818	76,8
3,6	72	27,2	2,6471	7,6021	4,0775	-3,0775	0,00309	0,02191	11,239	88,1
3,52	70,4	27,04	2,6036	7,7749	4,1701	-3,1701	0,00331	0,02169	11,691	99,8
3,44	68,8	26,88	2,5595	7,9557	4,2671	-3,2671	0,00354	0,02146	12,181	111,9
3,36	67,2	26,72	2,5150	8,1451	4,3687	-3,3687	0,00380	0,02120	12,713	124,7
3,3	66,6	26,66	2,4981	8,2185	4,4081	-3,4081	0,00391	0,02109	4,362	129,0

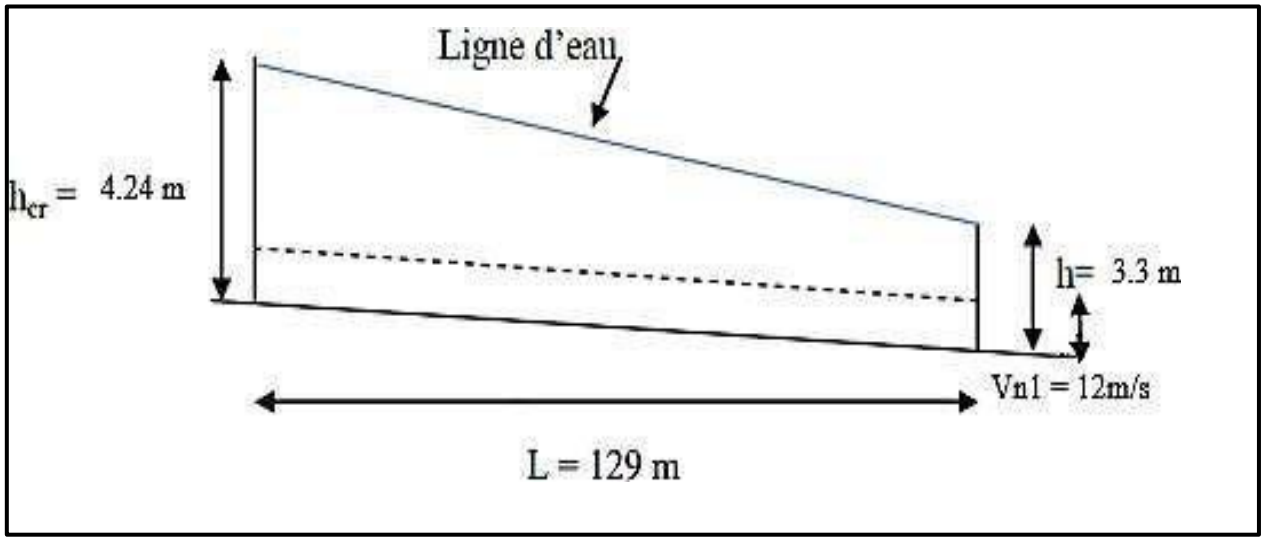


Figure IV.6 : Tracé de la ligne d'eau dans le tronçon 1

- Sur ce tronçon 1 : hcr= 4.24m > h=3.3 m > hn= 1.4 m

Tableau IV.5 : Calcul de ligne d'eau dans le 2eme tronçon du coursier

h (m)	S (m²)	P (m)	R (m)	V (m)	Fr²	1-Fr²	J	I-J	Δx (m)	L (m)
3,3	66	26,6	2,4812	8,2932	27,8009	-26,8009	0,0011	0,3489	3,84	3,8
3,2	64	26,4	2,4242	8,5523	28,6697	-27,6697	0,0012	0,3488	3,97	7,8
3,1	62	26,2	2,3664	8,8282	29,5946	-28,5946	0,0015	0,3485	4,10	11,9
3	60	26	2,3077	9,1225	30,5810	-29,5810	0,0017	0,3483	4,25	16,2
2,9	58	25,8	2,2481	9,4371	31,6356	-30,6356	0,0021	0,3479	4,40	20,6
2,8	56	25,6	2,1875	9,7741	32,7654	-31,7654	0,0025	0,3475	4,57	25,1
2,7	54	25,4	2,1260	10,1361	33,9789	-32,9789	0,0030	0,3470	4,75	29,9
2,6	52	25,2	2,0635	10,5260	35,2858	-34,2858	0,0036	0,3464	4,95	34,8
2,5	50	25	2,0000	10,9470	36,6972	-35,6972	0,0044	0,3456	5,16	40,0
2,4	48	24,8	1,9355	11,4031	38,2263	-37,2263	0,0054	0,3446	5,40	45,4
2,3	46	24,6	1,8699	11,8989	39,8883	-38,8883	0,0068	0,3432	5,67	51,1
2,2	44	24,4	1,8033	12,4398	41,7014	-40,7014	0,0086	0,3414	5,96	57,0
2,1	42	24,2	1,7355	13,0321	43,6872	-42,6872	0,0110	0,3390	6,30	63,3
2	40	24	1,6667	13,6838	45,8716	-44,8716	0,0143	0,3357	6,68	70,0
1,9	38	23,8	1,5966	14,4039	48,2859	-47,2859	0,0188	0,3312	7,14	77,1
1,8	36	23,6	1,5254	15,2042	50,9684	-49,9684	0,0251	0,3249	7,69	84,8
1,7	34	23,4	1,4530	16,0985	53,9665	-52,9665	0,0342	0,3158	8,39	93,2
1,6	32	23,2	1,3793	17,1047	57,3394	-56,3394	0,0475	0,3025	9,31	102,5
1,5	30	23	1,3043	18,2450	61,1621	-60,1621	0,0676	0,2824	16,51	119,0

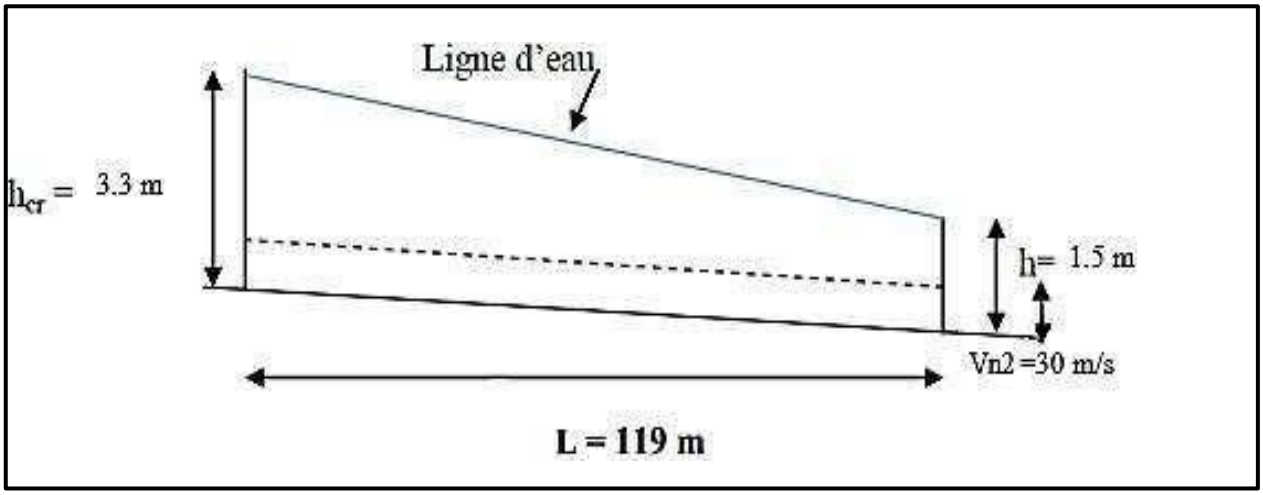


Figure IV.7 : Tracé de la ligne d'eau dans le tronçon 2.

- Sur ce tronçon 2 : hcr = 3.3m > h=1.5m >hn = 0.7m ; la valeur qu'on doit adopter est h=1.5m
- **La vitesse au fin coursier :**

$$V = \frac{Q}{b \times h}$$

V = 23.18 m/s

- **Le nombre de FROUDE :**

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gh}}$$

Fr= 6.04

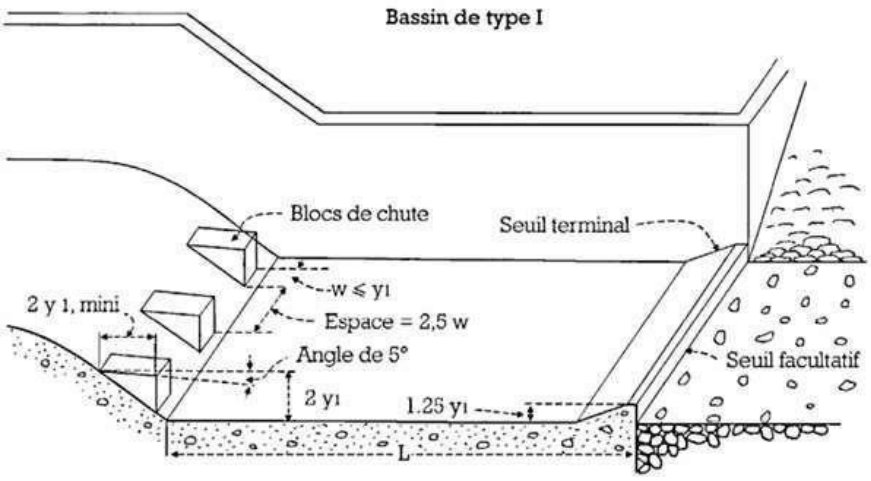
Tableau IV.6: Choix du type de ressaut

Fourchette du nombre de Froude	Type de ressaut hydraulique
1f Fr f 1,7	Ressaut ondulé
1,7f Fr f 2,5	Ressaut faible de petites apparitions en surface
2,5f Fr f 4,5	Ressaut oscillant
4,5f Fr f 9	Ressaut stable
Fr g 9	Ressaut fort (écoulement très turbulent)

- On trouve : 4,5≤ Fr ≤9 Ressaut stable

IV.2.6 Bassin de dissipation

Il est déterminé suivant le phénomène du ressaut hydraulique qui se produit au niveau du bassin d'amortissement.



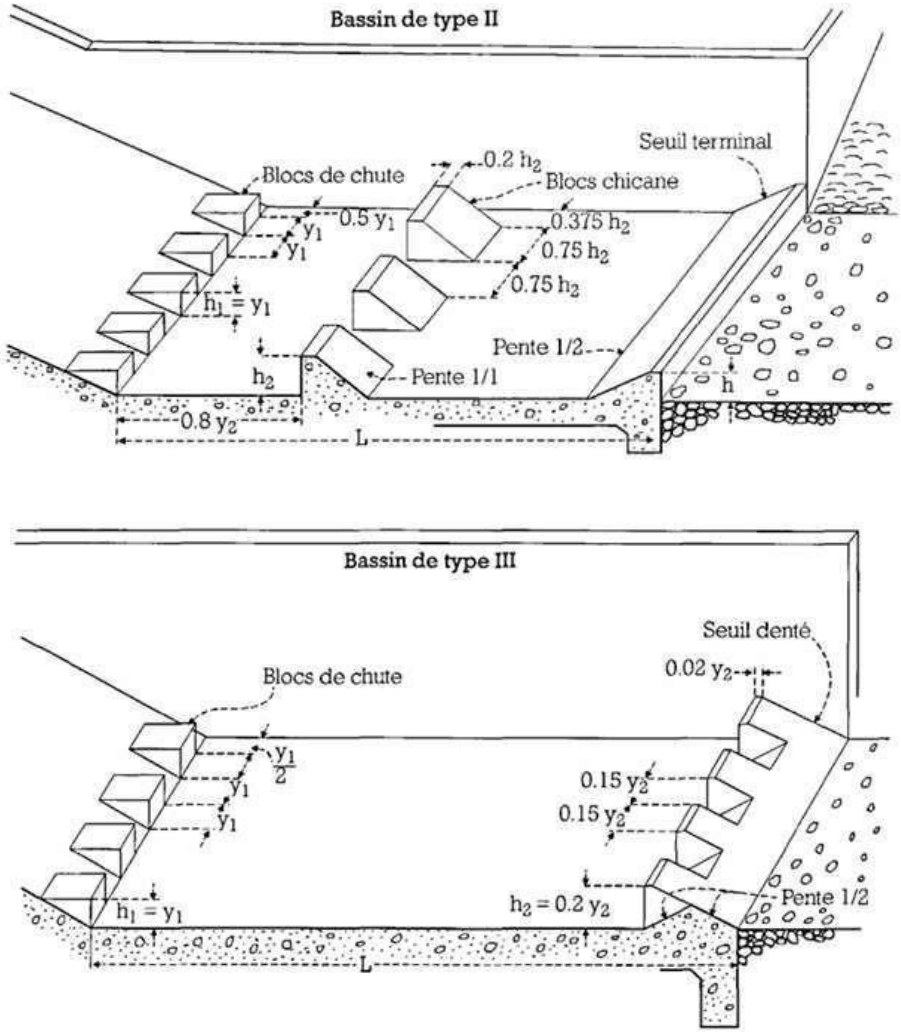


Figure IV.8 : Schéma des différents types de basin de dissipation USBR type III

(**Source** : Stilling basin Peterka, 1978).

- **Choix du type de dissipateur**

Le type du bassin de dissipation est en fonction de nombre de Froude et de la vitesse d'écoulement à l'entrée du bassin. Selon la classification USBR il y a trois types :

- ✓ Si (2,5 < Fr1< 4,5) le ressaut est oscillant ; on conçoit un dissipateur de type I.
- ✓ Si (Fr1> 4.5) le ressaut est stable, alors : Si (V1< 15 m/s), on conçoit un dissipateur de type II.
- ✓ Si (V1> 15 m/s), on conçoit un dissipateur de type III.

Dans notre cas il faut concevoir un bassin de type III (V1=23.18 m/s ; et ; Fr_1 =6.04)

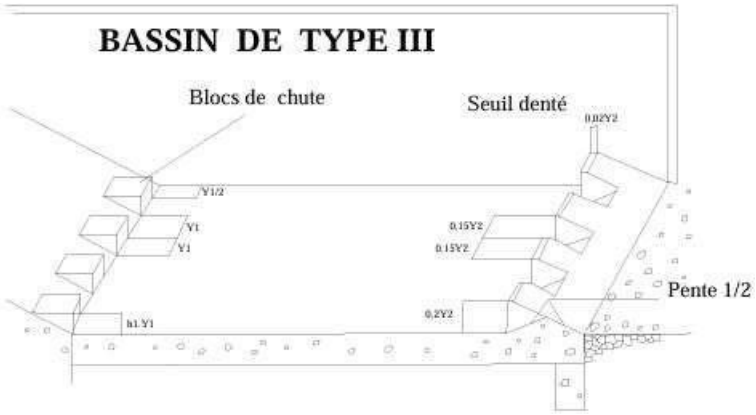


Figure IV.9 : Schéma de basin de dissipation USBR

(**Source** : Stilling basin Peterka, 1978)

- **Détermination des caractéristiques du bassin**

- **Dimensionnement du bassin :**

Le bassin d'amortissement est destiné à recevoir les eaux issues de la cuvette pour rejoindre l'aval de cette dernière. Son rôle est de réduire la vitesse de sortie à une valeur compatible avec la stabilité des berges à l'aval. C'est pour cela aussi qu'il est également appelé dissipateur d'énergie. Une fois les paramètres h1 et h2 correspondant respectivement aux hauteurs d'eau amont et aval du ressaut connus, nous procéderons à la détermination de sa longueur (Ls), cette dernière étant calculée par la relation suivante :

- **Longueur du ressaut :**

Formule de PAVLOVSKY :

$$L_{ressaut} = 2.5\,(1.9 \times h'' - h') \quad \textbf{(IV.17)}$$

Avec :

h' : Premier profondeur conjuguée h' = hn = 1.5 m

h" : Deuxième profondeur conjuguée : déterminée selon la formule suivante :

$$\frac{h''}{h'} = \frac{1}{2} \times \sqrt{1 + 8Fr^2} - 1 \quad \textbf{(IV.18)}$$

D'après l'abaque USBR on a : h" = 6.21m

$$L_{ressaut} = 22.37\text{m}$$

- Conception d'un dissipateur de Type III (Fr1> 4.5 ; V1 > 15 m/s)

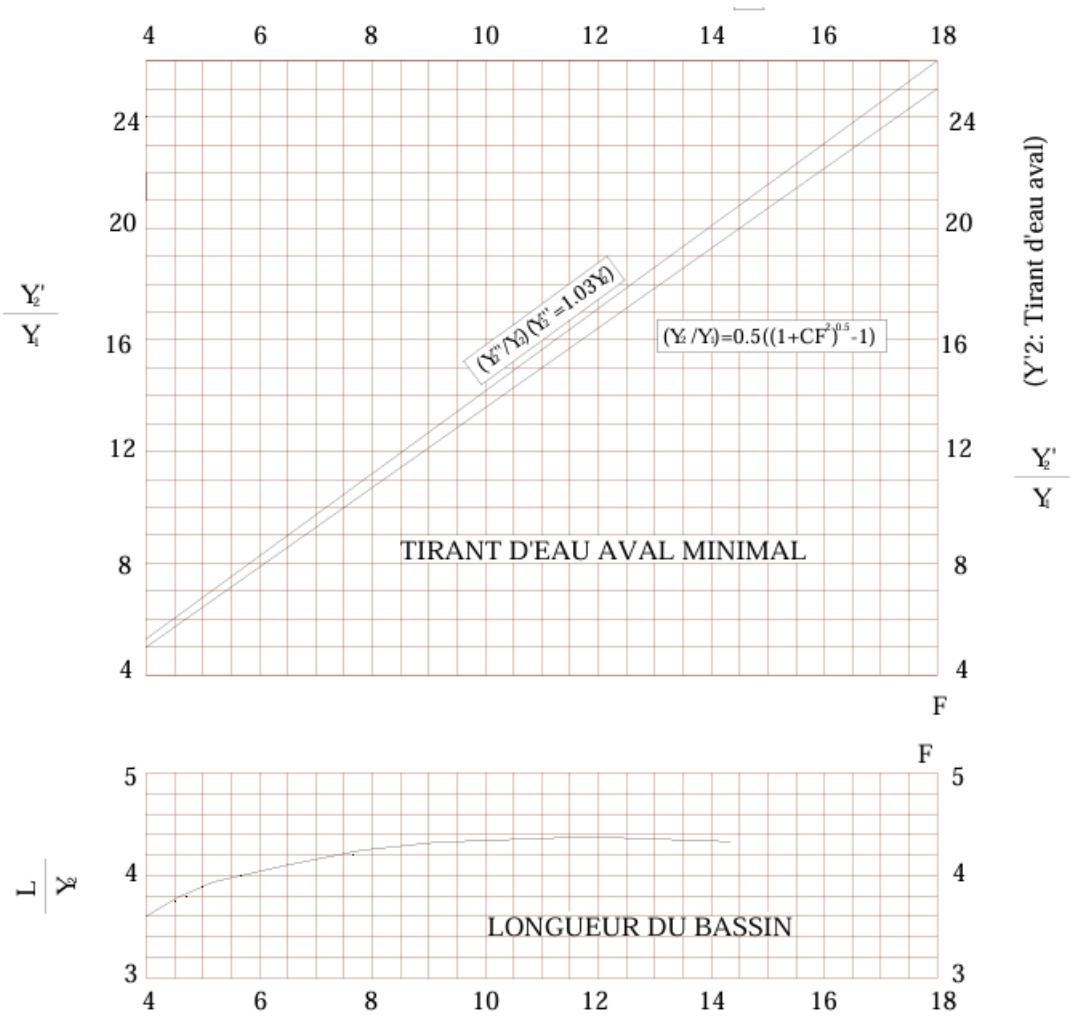


Figure IV.10 : Efficacité du ressaut dans un canal rectangulaire.

De l'abaque USBR : $\frac{y2}{y1}$ = 11 ; D'où y_2= 14.3 m

Avec :

y_1 : Tirant d'eau avant le ressaut en (m).

y_2 : Tirant d'eau après le ressaut en (m).

- **Longueur du bassin, de l'abaque** :

$$\frac{L}{y2} = 5$$

On trouve : L= 71.6m

- **Les dimensions des dents déflectrices (ou bloc de chute) :**
  - La hauteur des blocs de chutes : h1=y1 = 1.5 m.
  - La largeur des blocs de chutes : l1 =y1= 1.5m.
  - Espacement entre deux blocs de chutes : e1 = y1=1.5m.
  - Hauteur du seuil denté : h2 = 0,2 Y2 =2.9 m.
  - La largeur d'une dent : l2 = 0,15 Y2 = 2.145 m.
  - Espacement entre deux dents : e2 = 0.15 Y2 = 2.145m

IV.2.7 Canal de restitution

Le canal de restitution a pour fonction de ramener l'eau évacuée, une fois son énergie dissipée, vers la rivière principale (l'oued). Sa conception, qui dépend du relief, est généralement trapézoïdale avec des talus inclinés à 1/1. Sa pente est de 0,22 % et ses parois sont protégées par des enrochements.

- **La hauteur critique :**

$$hcr= K(1 - \frac{\sigma cr}{3} + 0.105\sigma cr^2) \text{ ..... } \textbf{(IV.19)}$$

$$K=\sqrt[3]{\frac{Q_2}{gb^2}}$$

$$\sigma cr=\frac{K\times m}{b}$$

Avec :

m : fruit des talus du canal de fuite m=1.

$$hcr = 4.24 \text{ m}$$

- **Profondeur normale dans le canal :**

$$Q= C\times S\sqrt{R \times I}$$

$$Sc=m.hn^2+b.hn$$

$$Pn= b+2.hn\sqrt{1+m^2}$$

$$Rn = Sn/Pn$$

- Par approximation hn = 3m.

- **Vitesse dans le canal :**

$$V=Q/Sc$$

$$V = 4.24\ m/s$$

- **Calcule le nombre de Froude :**

$$Fr= \frac{v}{\sqrt{gh}}$$

$$Fr = 0.78$$

➢ On trouve : Fr = 0.78 < 1 régime fluvial.

IV.2.8 Hauteurs des murs bajoyers

✓ **Le coursier**

Pour des raisons d'ordre économiques et compte tenu de la ligne d'eau présentée, on partage le coursier en trois tronçons dont les hauteurs des murs bajoyers différent.

- Le 1er tronçon à l'amont ;

- Le 2eme tronçon à la fin du 1er tronçon ;

- Le 3eme tronçon à l'aval.

a) Hauteur au début du 1er tronçon :

$$Hm = he + r$$

Avec :

hm : hauteur du mur bajoyer ;

he : hauteur d'eau he = 4.24 m

r : revanche de sécurité donnée par : $r= 0.61+0.14\times\frac{V1}{3}$

V : la vitesse du niveau de la section de contrôle

Ce qui donne : V= 6.45 m/s ,r = 0.87 m ,Hm= 5.11 m

b) Hauteur à la fin du 1er tronçon : On procède de même manière que précédemment.

he = 3.3 m

On aura: V = 8.21 m/s, r = 0.89 m, Hm=4.19m

c) Hauteur au fin coursier :

he = 1.5 m

On aura: V = 18.24 m/s, r = 0.98 m, Hm = 2.48 m

- Pour des raisons constructives et de sécurité on prend les hauteurs suivantes :

- Premier tronçon : Hm = 6 m
- Deuxième tronçon : Hm= 5 m
- Troisième tronçon : Hm= 3 m

✓ **Le bassin de dissipation**

Il aura les mêmes hauteurs que les murs bajoyers du canal de restitution.

✓ **Le canal de restitution**

he = 3 m

On aura : V = 4.24 m/s, r =0.84 m, Hm = 3.83 m

IV.2.9 Vidange de fond

Les barrages sont généralement érigés avec des ouvrages annexes tels que : les ouvrages de vidange (vidange de fond)

- **Fonction d'une conduite de vidange :** On distingue deux types de conduites de vidange à savoir les conduites en charge et les conduites à écoulement libre.

➢ **Les conduites en charge** fonctionnent sous pression. Il est important de s'assurer de leur étanchéité absolue, car toute fuite dans le barrage en terre pourrait introduire des pressions interstitielles et entraîner ainsi la formation du phénomène de renard. En cas de fondations rigides, on utilise souvent les conduites en acier enrobées de béton. Par contre, pour les fondations meubles, on prévoit une couche de bitume au contact terre-béton. Le diamètre des conduites est calculé en fonction de débit à évacuer, cependant les vitesses admissibles sont de 3 à 7 m/s. Pour les petits ouvrages, on adopte des diamètres de 300 à 600 mm. Pour les ouvrages les plus importants (plus de 6 m de hauteur d'eau), ou un diamètre ≥ 800 mm.

- **Les conduites à écoulement libre** sont adoptées pour des ouvrages de grande importance, où lorsqu'il y a risque de transport solide à travers la vidange. Ces conduites peuvent être des tuyaux de gros diamètre en acier (0 à 1000 mm), ou des canalisations en béton de type galerie ou ovoïde de 1.3 à 2 m de hauteur

- **Objectifs des vidanges de fond :** La Vidange de fond est un élément très important d'un barrage qui doit assurer :
  - La vidange complète du bassin (assurer la vidange de la retenue en quelques jours en cas d'avaries graves remarquées afin d'assurer son entretien) ;
  - La montée contrôlée du plan d'eau lors du premier remplissage (comportement du barrage et des rives inondées).
  - Le contrôle du plan d'eau en cas d'événements particuliers (instabilité des rives).
  - Un abaissement du plan d'eau en période de danger (dangers naturels ou conflits armés).
  - L'alimentation du cours d'eau aval pour des cas exceptionnels.
  - Évacuer les crues ;
  - Remplacer la prise d'eau en cas de panne
- **Dimensionnement et choix de la conduite :** Notre retenue fait partie des grands barrages, ce qui nous amène à utiliser deux conduites en béton d'ouvrage de vidange est primordial pour un barrage.

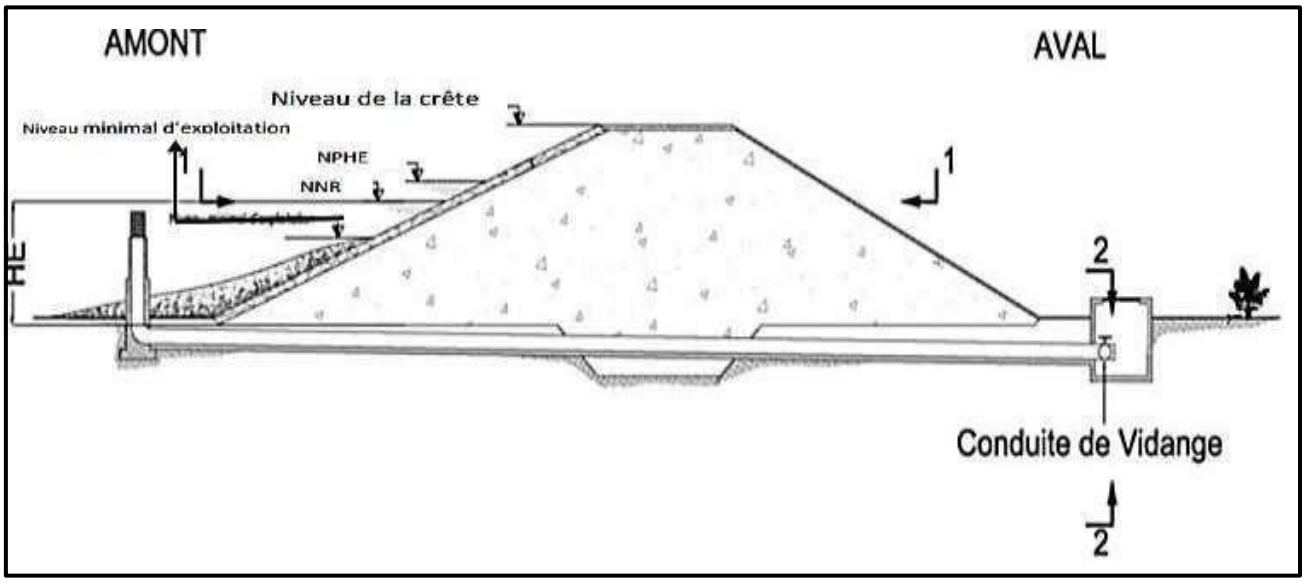


Figure IV.11 : coupe transversale de la digue.

- **Procédé de calcul :**

A l'aide de la courbe capacité-hauteur, on détermine les différentes hauteurs relatives à chaque diminution du volume

Au fur et à mesure que la retenue se vide, la hauteur d'eau HE baisse, par la même valeur Dv, La vidange se fait alors au débit variable, d'où la nécessité de découper la hauteur d'eau en tranche de 0.5m, pour chacune d'elles nous considérons que la hauteur est constante.

- L'équation de vidange est comme suite :

$$Q\,dt = -S\,dh$$

$$Q = C\,A\sqrt{2gH}$$

$$S = aH^2 + bH + C$$

Avec:

A : Aire de l'ouverture,

H : différence entre les niveaux d'eau en amont et en aval,

C : coefficient de débit pour l'orifice immergé ou l'écoulement dans le tube

$$C = \sqrt{\frac{1}{1+\sum \xi s+\sum \xi l}} \quad \text{.....(IV.20)}$$

$$\sum \xi s = 1.9$$

$$\sum \xi l = \frac{\lambda L}{d}$$

Avec :

L : la longueur de la conduite de vidange de fond, L=365m

D : le diamètre de la conduite de vidange en millimètres.

λ : le coefficient de frottement (la formule de Strickler).

$$\boldsymbol{\lambda} = \frac{87n^2}{d^{1/3}}$$

n : rugosité de la conduite en béton, n = 0.014

$$C\,A\sqrt{2gH}\,dt = (-aH^2 - bH - c)\,dh$$

$$\frac{A\sqrt{2g}}{\sqrt{4.9 + \frac{7.7}{D^{1/3}}}}\,T = -\frac{2}{5}.a.(H_M - Hm)^{5/2} - \frac{2}{3}.b.(H_M - Hm)^{3/2} - 2C\,(H_M - Hm)^{1/2}$$

Tableau IV.7 : Résultats de calcul le temps de vidange pour 2.5m de diamètre

Csl	Cvf	H (m)	ΔH(m)	Δv (Mm^3)	V (Mm^3)	D(m)	Q (m^3/s)	T (s)
123	87	36	0,5	0	98,0	2,5	0	0
122,5	87	35,5	0,5	3,40	94,59	2,50	77,729	43741,542
122	87	35	0,5	3,20	91,39	2,50	77,180	41461,528
121,5	87	34,5	0,5	2,90	88,49	2,50	76,627	37845,810
121	87	34	0,5	2,70	85,79	2,50	76,069	35493,895
120,5	87	33,5	0,5	2,58	83,21	2,50	75,508	34168,558
120	87	33	0,5	2,49	80,72	2,50	74,942	33225,515
119,5	87	32,5	0,5	2,39	78,33	2,50	74,372	32135,538
119	87	32	0,5	2,20	76,13	2,50	73,798	29811,034
118,5	87	31,5	0,5	2,10	74,03	2,50	73,219	28680,939
118	87	31	0,5	2,00	72,03	2,50	72,636	27534,583
117,5	87	30,5	0,5	1,96	70,07	2,50	72,048	27204,171
117	87	30	0,5	1,90	68,17	2,50	71,455	26590,244
116,5	87	29,5	0,5	1,85	66,32	2,50	70,857	26108,990
116	87	29	0,5	1,80	64,52	2,50	70,254	25621,400
115,5	87	28,5	0,5	1,77	62,75	2,50	69,646	25446,813
115	87	28	0,5	1,76	60,99	2,50	69,032	25495,469
114,5	87	27,5	0,5	1,73	59,26	2,50	68,413	25287,687
114	87	27	0,5	1,71	57,55	2,50	67,788	25225,720
113,5	87	26,5	0,5	1,70	55,85	2,50	67,157	25313,683
113	87	26	0,5	1,67	54,18	2,50	66,521	25104,938
112,5	87	25,5	0,5	1,64	52,53	2,50	65,878	24958,348
112	87	25	0,5	1,62	50,91	2,50	65,229	24879,518
111,5	87	24,5	0,5	1,60	49,31	2,50	64,573	24801,609
111	87	24	0,5	1,58	47,73	2,50	63,911	24724,704
110,5	87	23,5	0,5	1,56	46,17	2,50	63,242	24667,209
110	87	23	0,5	1,54	44,63	2,50	62,565	24574,266

109,5	87	22,5	0,5	1,52	43,12	2,50	61,882	24500,938
109	87	22	0,5	1,50	41,62	2,50	61,190	24513,723
108,5	87	21,5	0,5	1,47	40,14	2,50	60,491	24358,642
108	87	21	0,5	1,45	38,69	2,50	59,783	24289,940
107,5	87	20,5	0,5	1,43	37,26	2,50	59,067	24223,067
107	87	20	0,5	1,41	35,85	2,50	58,343	24167,597
106,5	87	19,5	0,5	1,39	34,46	2,50	57,609	24128,307
106	87	19	0,5	1,37	33,09	2,50	56,865	24092,015
105,5	87	18,5	0,5	1,35	31,74	2,50	56,112	24058,982
105	87	18	0,5	1,32	30,41	2,50	55,349	23922,639
104,5	87	17,5	0,5	1,30	29,11	2,50	54,574	23870,932
104	87	17	0,5	1,28	27,83	2,50	53,789	23822,670
103,5	87	16,5	0,5	1,2601	26,570	2,5	52,992	23778,198
103	87	16	0,5	1,24	25,330	2,5	52,183	23762,441
102,5	87	15,5	0,5	1,22	24,110	2,5	51,361	23753,266
102	87	15	0,5	1,2	22,910	2,5	50,526	23750,074
101,5	87,00	14,5	0,5	1,18	21,730	2,5	49,677	23753,486
101	87	14	0,5	1,15335	20,577	2,5	48,813	23628,047
100,5	87	13,5	0,5	1,13201	19,445	2,5	47,933	23616,393
100	87	13	0,5	1,1	18,345	2,5	47,037	23385,699
99,5	87	12,5	0,5	1,09	17,255	2,5	46,124	23632,020
99	87	12	0,5	1,07	16,185	2,5	45,192	23676,773
98,5	87	11,5	0,5	1,05	15,135	2,5	44,240	23733,934
98	87	11	0,5	1,03	14,105	2,5	43,268	23805,112
97,5	87	10,5	0,5	1,02	13,085	2,5	42,273	24128,753
97	87	10	0,5	0,98	12,105	2,5	41,254	23755,021
96,5	87	9,5	0,5	0,96	11,145	2,5	40,210	23874,747
96	87	9	0,5	0,94	10,205	2,5	39,137	24017,951
95,5	87	8,5	0,5	0,913	9,292	2,5	38,035	24004,389
95	87	8	0,5	0,891	8,401	2,5	36,899	24146,938

94,5	87	7,5	0,5	0,87	7,531	2,5	35,727	24351,066
94	87	7	0,5	0,85	6,681	2,5	34,516	24626,305
93,5	87	6,5	0,5	0,83	5,851	2,5	33,260	24954,609
93	87	6	0,5	0,81	5,041	2,5	31,956	25347,711
92,5	87	5,5	0,5	0,781	4,26	2,5	30,595	25526,957
92	87	5	0,5	0,76	3,5	2,5	29,171	26053,012
91,5	87	4,5	0,5	0,74	2,76	2,5	27,674	26739,594
91	87	4	0,5	0,72	2,04	2,5	26,092	27595,092
90,5	87	3,5	0,5	0,65	1,39	2,5	24,406	26632,301
90	87	3	0,5	0,6	0,79	2,5	22,596	26553,390
89,5	87	2,5	0,5	0,22	0,57	2,5	20,627	10665,520
89	87	2	0,5	0,2	0,37	2,5	18,450	10840,376
88,5	87	1,5	0,5	0,15	0,22	2,5	15,978	9388,041
88	87	1	0,5	0,1	0,12	2,5	13,046	7665,303
87,5	87	0,5	0,5	0,08	0,04	2,5	9,225	8672,301
87	87	0	0,5	0,04	0	2,5	0,000	0,000

Avec :

Csl : cote de surface libre ;

Cvf : cote de vidange de fond.

- Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.8: résultats de calcul pour la conduite de vidange.

Paramètres	Valeur	Unité
Diamètre de la conduite de vidange	2500	mm
Longueur (d'après ANBT)	365	m
Temps de vidange	1773867,978	seconds
	492,7411051	heures
	21	jours

Remarque :

D'après ANBT le temps de vidange de barrage est de 7jours ; mais d'après nos recherches on a choisi un temps de vidange de 21 jours parce que c'est un barrage en terre donc le risque d'avoir un glissement de talus est très élevé.

IV.2.10 La tour de prise

La prise d'eau d'un barrage est une structure essentielle qui permet de capter l'eau du réservoir à des fins variées. Cette eau est ensuite acheminée pour alimenter des usages tels que la production d'hydroélectricité, l'approvisionnement en eau potable pour les villes, l'irrigation des cultures et la régulation du débit des cours d'eau.

- **Composants d'une prise d'eau :** Une prise d'eau est généralement installée au pied du barrage ou à une profondeur précise dans le réservoir. Elle dispose d'équipements comme des vannes, des grilles, des crépines, des conduites et des canaux pour contrôler le débit d'eau.
- **Son rôle** : Une prise d'eau peut remplir plusieurs fonctions. Pour les centrales hydroélectriques, elle capte l'eau nécessaire à l'activation des turbines afin de générer de l'électricité. Dans le cadre de l'approvisionnement en eau potable, elle prélève l'eau destinée à être traitée et distribuée aux foyers. Pour l'irrigation, elle achemine l'eau vers les terres agricoles. De plus, quel que soit son usage principal, elle peut être employée pour libérer de l'eau en aval et ainsi préserver l'équilibre écologique du cours d'eau.
- **Équipements de Contrôle :** Des vannes et d'autres systèmes de contrôle équipent la prise d'eau afin de réguler le débit. Cela assure que le volume d'eau capté correspond aux besoins précis de son utilisation, qu'il s'agisse de produire de l'électricité ou de fournir de l'eau potable.
- **Maintenance :** Pour assurer leur bon fonctionnement, les prises d'eau doivent être entretenues régulièrement. Cette maintenance implique le nettoyage des grilles, la vérification des vannes et la réparation d'éventuels dommages.

En conclusion, la prise d'eau est une partie cruciale de l'infrastructure d'un barrage. Elle sert à collecter, réguler et utiliser l'eau du réservoir à des fins variées, tout en considérant les impacts potentiels sur l'environnement.

- **Calcul du débit de dimensionnement pour la prise d'eau :**

D'après le tableau qui représente la distribution mensuelle de la demande, le volume maximum demandé est celui du mois de juillet :

$$Vmax = 7.3\times10^{6}m3.$$

$$Qmax= \frac{Vmax}{T}$$

Avec :

T : Temps de prise (T = 30 jours).

- On trouve : Q_{max}= 2.8 m3/s

- **Calcul de la section de la prise d'eau et son diamètre :**

$$Q=\mu S\sqrt{2gH}$$

✓ Le coefficient de débit (μ) est de 0.3.

✓ La section de la conduite (S) est en m^2.

Avec :

H : charge correspondante à la prise d'eau la plus basse et l'aval.

$$S= 1.4\ m_2\ ;\ D = 1.3m$$

- Donc : D= 1300mm

- **Correction de la valeur de coefficient :**

$$\mu= \sqrt{\frac{1}{1+\sum\xi}}$$

Avec :

$\sum\xi$: Somme des coefficients de pertes de charge singulières et linéaires

Nous supposons que les pertes de charge singulières sont égales à 15% des pertes de charges linéaires.

$$\sum\xi =1.15\frac{\lambda L}{D} = 0.1m$$

μ=0.95

D= 630mm

- **Calcul de la vitesse d'eau dans la conduite de prise d'eau :**

$$V = \frac{Q}{S}$$

- On trouve: V= 9.4m/s

IV.3 Conclusion

Dans ce chapitre on a déterminé la hauteur du barrage de SOUK EL TLATA qui sera réalisé par une digue, en matériaux meubles qui aura une hauteur de 92.4 m qui correspond au niveau 128.6 m.NGA. L'évacuateur des crues sera réalisé à la rive droite du barrage, avec un déversoir latéral choisi d'une largeur de 40 m au niveau normale de la retenue 123 m NGA avec la vérification du régime d'écoulement, et un coursier de 20 m de largeur et 248 m de langueur. Le barrage a deux conduites de vidange, elle est dimensionnée pour décharger le barrage dans 21 jours, pour un débit de 633.94 m³/s.

Le conduit de la prise d'eau, d'un diamètre de 620 mm, sera placé à l'entrée de la galerie de dérivation. Il sera équipé d'une vanne papillon, couplée aux vannes de vidange.

Chapitre V

Stabilité de la digue

V.1. Présentation du logiciel GeoStudio 2018

GeoStudio 2018 est une suite logicielle développée par **GEO-SLOPE International Ltd.**, utilisée pour la modélisation géotechnique dans divers domaines tels que la stabilité des pentes, les écoulements souterrains, la consolidation, les contraintes-déformations, les transferts thermiques, etc.
Cette suite est largement adoptée dans les bureaux d'études, les universités et les projets d'ingénierie civile.

- GeoStudio est constitué de plusieurs modules spécialisés, dont notamment :

  - **SLOPE/W** : Analyse de la stabilité des pentes.
  - **SEEP/W** : Analyse des écoulements d'eau en milieu poreux.
  - **SIGMA/W** : Analyse des contraintes et déformations.
  - **QUAKE/W** : Analyse dynamique et sismique.
  - **TEMP/W** : Analyse thermique dans les sols.

Chaque module peut fonctionner indépendamment ou en interaction avec les autres, permettant une modélisation couplée.

V.2. Le module SLOPE/W

SLOPE/W est un outil puissant permettant l'évaluation de la stabilité des talus, des digues, des remblais et des barrages, en utilisant différentes méthodes d'équilibre limite, telles que :

- Fellenius (méthode des cercles)
- Bishop Simplifié
- Janbu
- Morgenstern-Price
- Spencer

Ce module permet de calculer le facteur de sécurité (FS) pour différents scénarios, en tenant compte de la géométrie, des caractéristiques des sols, de la présence d'eau, des charges externes

et des conditions aux limites. Il est possible d'intégrer les résultats de SEEP/W pour simuler l'effet des pressions interstitielles réalistes.

V.3 Étude de cas : Modélisation du barrage de Souk Tleta (Wilaya de Tizi Ouzou)

V.3.1 Présentation du site

Le barrage de Souk Tleta, situé dans la wilaya de Tizi Ouzou, est un barrage en remblai à usage hydraulique, servant à l'irrigation et/ou à l'approvisionnement en eau potable. L'étude de stabilité de ce barrage est essentielle pour évaluer les risques de glissement ou de rupture de la digue, notamment en cas de variation de niveau d'eau ou lors d'événements extrêmes.

Les données utilisées pour la modélisation comprennent :

- **La géométrie de la digue** : hauteur, pente amont et aval, largeur en crête et à la base.
- **Les propriétés mécaniques des matériaux** : cohésion (c), angle de frottement (φ), poids volumique (γ).
- **Le niveau piézométrique** : modélisé selon différents scénarios.
- **Conditions aux limites** : libre écoulement, fond imperméable, etc.

V.4 Scénarios de modélisation

Trois scénarios principaux ont été proposés analysés à l'aide de **SLOPE/W** dans le cadre de cette étude :

V.4.1 Cas 1 : Fin de construction – régime statique

- **Hypothèse** : la digue est terminée mais le réservoir est encore vide.
- **Analyse** : stabilité de la pente en **condition sèche**, uniquement sous poids propre.
- **Objectif** : s'assurer que la structure est stable avant mise en eau.
- **Résultat attendu** : un facteur de sécurité élevé (généralement >1.5).

(**Références**: Canadian Foundation Engineering Manual (CFEM))

V.4.2 Cas 2 : Niveau NNR (Niveau Normal de Retenue) – régime statique

- **Hypothèse** : le barrage est en exploitation normale, avec le réservoir plein jusqu'au niveau NNR.
- **Analyse** : interaction entre la poussée de l'eau sur la face amont et la résistance du matériau de la digue. Les pressions interstitielles sont intégrées à partir d'une analyse SEEP/W si nécessaire.
- **Objectif** : vérifier la stabilité en exploitation normale.
- **Résultat attendu** : facteur de sécurité acceptable (>1.3 en conditions normales).

V.4.3 Cas 3 : Vidange rapide

- **Hypothèse** : baisse brutale du niveau d'eau dans le réservoir (par exemple en cas de vidange d'urgence).
- **Analyse** : face amont saturée, mais sans la contre-pression de l'eau. Risque accru de glissement par affaiblissement des forces de résistance.
- **Objectif** : identifier les risques associés à une **vidange rapide**.
- **Résultat attendu** : facteur de sécurité le plus bas parmi les scénarios – souvent critique.

▪ **Critères de vérification :**

Pour chaque cas de chargement, un facteur de sécurité admissible est requis. ces valeurs sont précisées en fonction du cas de charge.

Les valeurs de facteurs de sécurité admissibles (Fad) pour l'ensemble des cas étudiés sont représenter dans le tableau suivant :

Tableau V.1 : Les valeurs de facteurs de sécurité admissibles (Fad) pour l'ensemble des cas étudiés.

	Cas de charge	**Facteurs de sécurité admissibles (F_{min})**
Régime transitoire	Fin de construction	1.5
	Vidange rapide	1.3
Régime permanent	Etat stationnère (NNR)	1.5

V.5 Géométrie du barrage

Le **barrage principal de Souk Tleta** a été conçu en tenant compte des contraintes topographiques du site. Ses principales dimensions géométriques sont les suivantes :

- **Hauteur depuis la fondation** : 95 mètres,
- **Hauteur par rapport au terrain naturel (TN)** : 71,7 mètres,
- **Largeur de la crête** : 12 mètres,
- **Talus amont** : pente de 2,2H/1V entre la crête et la cote 82 m NGA,
- **Talus aval** : pente de 2,2H/1V entre la crête et la cote 116 m NGA, puis 2,2H/1V entre 116 m et 91 m NGA, et enfin 2,5H/1V entre 91 m et 75 m NGA.

L'analyse numérique a été réalisée en se basant sur la **coupe longitudinale présentant la hauteur maximale**, c'est-à-dire le **profil en fond de vallée**. La configuration géométrique utilisée dans la modélisation est présentée à la Figure suivante :

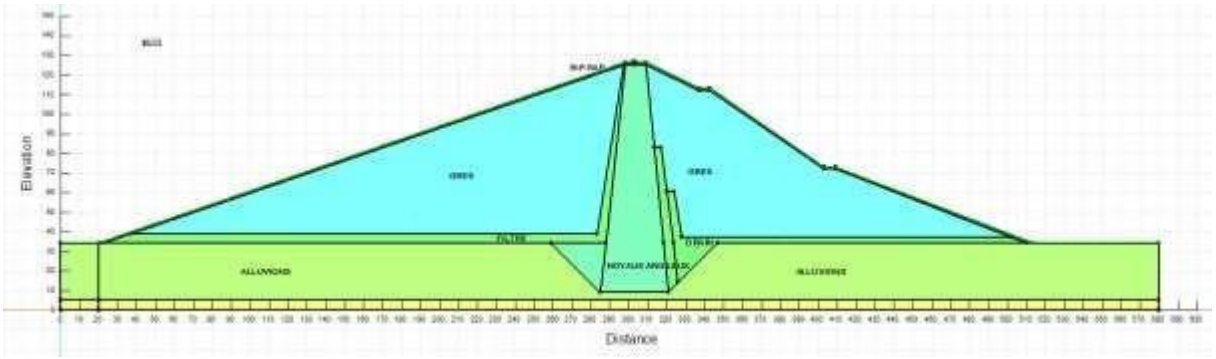


Figure V.1 : La configuration géométrique utilisée dans la modélisation.

V.6 Paramètres géotechniques

Les propriétés mécaniques des différents matériaux constituant le corps du barrage ont été définies sur la base des résultats d'investigations géotechniques et d'études antérieures. Ces caractéristiques ont été intégrées dans le modèle pour les besoins des analyses de stabilité. Elles sont synthétisées dans le tableau ci-après :

Tableau V.2 : Les caractéristiques des différents matériaux.

Matériaux	Poids volumique (kn/m^3)	Poids volumique humide (kn/m^3)	Angle de frottement (°)	Cohésion c' (KPa)	Coefficient de pression interstitielle R_u
Alluviants	20.0	1.5	32.0	0	**0**
Filtre	19.0	21.0	34.0	0	**0**
Noyau Argileux	18.0	9.0	18.0	10	**0.5**
Remblai Aval	16.0	19.0	10.0	0	**0**
Rip Rap	20.0	2.5	40.0	0	**0**
Grès	**19.5**	**20.0**	**30.0**	**0**	**0**

V.7 Résultats et interprétation de la modélisation de la digue

L'objectif principal de cette analyse est d'évaluer la stabilité globale de la digue à chaque étape critique, en s'appuyant sur le facteur de sécurité (FS) calculé pour chaque cas. L'interprétation des résultats permet d'identifier les zones potentiellement sensibles à l'instabilité, de vérifier la conformité aux normes de sécurité en vigueur, et de proposer si nécessaire des mesures correctives ou des recommandations.

V.7.1 Cas de fin de construction

Dans ce scénario, l'analyse est réalisée en régime statique, sans prise en compte des actions sismiques. À ce stade, le barrage est achevé mais ne retient pas encore d'eau. Il est uniquement soumis à son poids propre, incluant les masses des matériaux constitutifs tels que les remblais, le riprap, le filtre, etc.

Bien que la structure ne soit pas encore sollicitée par la poussée hydrostatique, sa hauteur élevée et sa longueur considérable peuvent engendrer des efforts internes importants susceptibles d'affecter sa stabilité. Ce cas permet donc d'évaluer le comportement du remblai immédiatement après sa mise en place.

Les résultats de la modélisation, obtenus à l'aide du logiciel GeoStudio (module SLOPE/W), sont présentés dans les figures suivantes. Ils illustrent notamment la surface de rupture critique identifiée et le facteur de sécurité associé à cette condition de chargement.

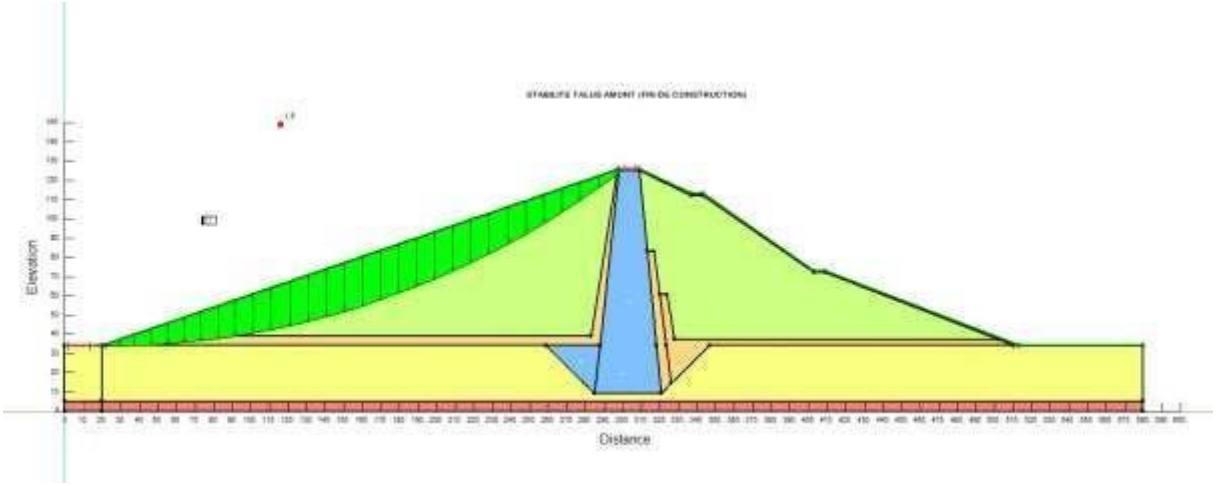


Figure V.2 : Stabilité talus amont (Fin de construction).

- Le coefficient de sécurité **Fs=1.9>1.5** condition vérifiée.

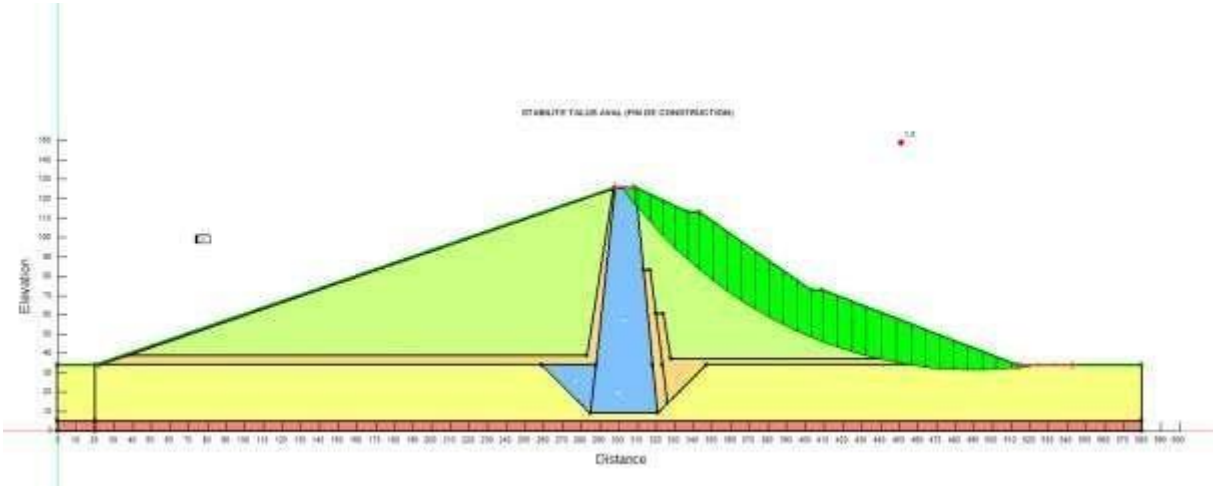


Figure V.3 : Stabilité talus aval (Fin de construction).

- Le coefficient de sécurité **Fs=1.53>1.5** condition vérifiée.

V.7.2 Calcul statique de la stabilité en cours d'exploitation (niveau NNR)

Dans ce cas, l'analyse de stabilité est effectuée en régime statique, avec le barrage en phase d'exploitation normale, c'est-à-dire lorsque le réservoir est rempli jusqu'au Niveau Normal de Retenue (NNR).

L'évaluation a été réalisée à l'aide du module SLOPE/W du logiciel GeoStudio, en appliquant la méthode de Bishop simplifiée, reconnue pour sa fiabilité dans les analyses d'équilibre limite.

Cette situation prend en compte l'effet de la poussée hydrostatique exercée par l'eau sur la face amont, ainsi que les pressions interstitielles dans le corps du remblai, ce qui permet de reproduire de manière réaliste les conditions de service du barrage.

Les résultats obtenus, notamment le facteur de sécurité et la surface de rupture potentielle, sont présentés dans les figures suivantes :

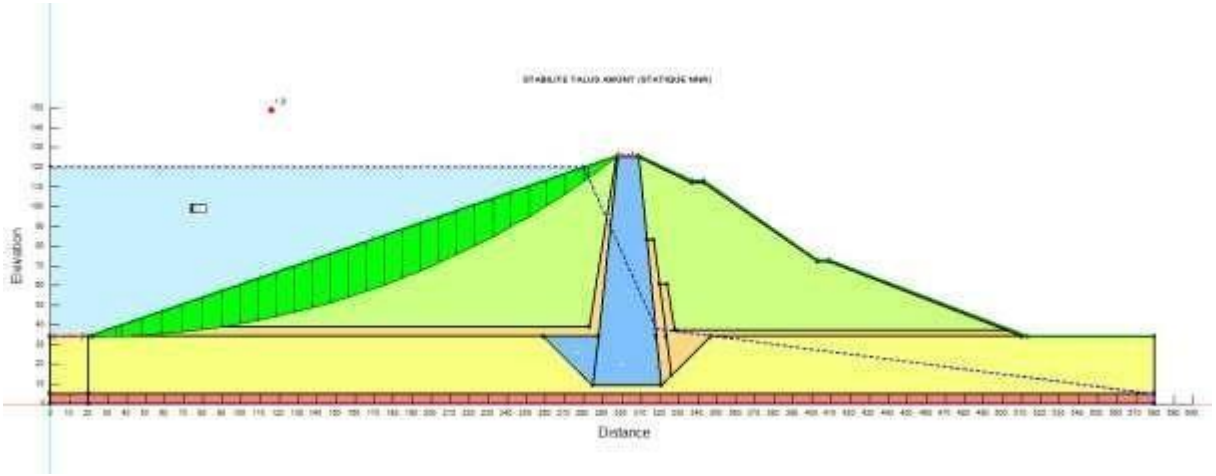


Figure V.4 : Stabilité talus amont (Statique NNR).

- Le coefficient de sécurité **Fs=1.9>1.5** condition vérifiée.

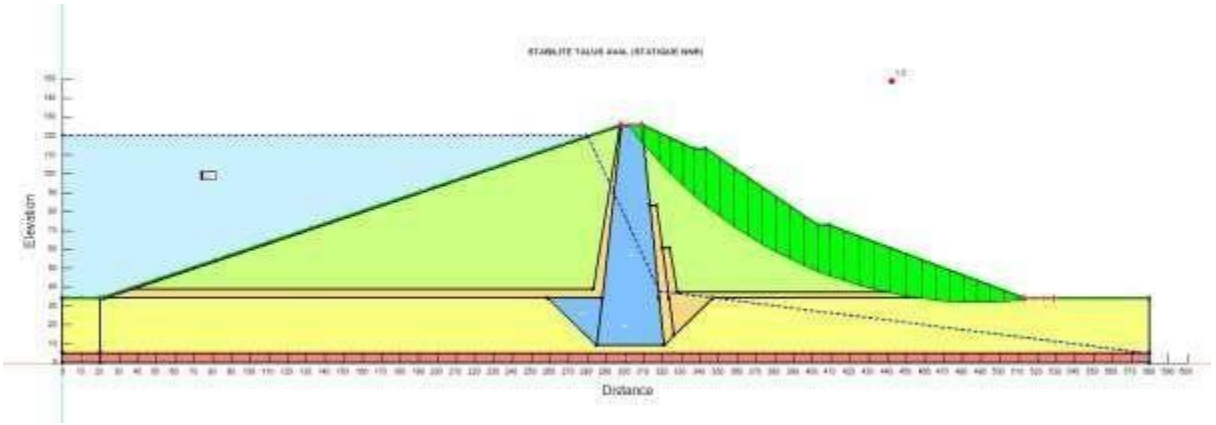


Figure V.5 : Stabilité talus aval (Statique NNR).

- Le coefficient de sécurité **Fs=1.55>1.5** condition vérifiée.

V.7.3 Analyse de la stabilité lors d'une vidange rapide

La vidange rapide constitue généralement l'un des scénarios les plus critiques pour la stabilité du talus amont. En effet, lorsque le niveau d'eau dans le réservoir diminue brutalement, la pression hydrostatique exercée en surface disparaît rapidement, alors que l'eau encore présente dans le remblai continue de s'écouler en régime transitoire, générant des pressions interstitielles élevées.

Cette situation engendre une perte de stabilité temporaire, en particulier dans la zone amont saturée.

Pour évaluer ce risque, une analyse de stabilité a été menée à l'aide du module SLOPE/W, La méthode de Morgenstern-Price, reconnue pour sa rigueur dans les calculs d'équilibre limite, a été appliquée pour déterminer le facteur de sécurité après la vidange.

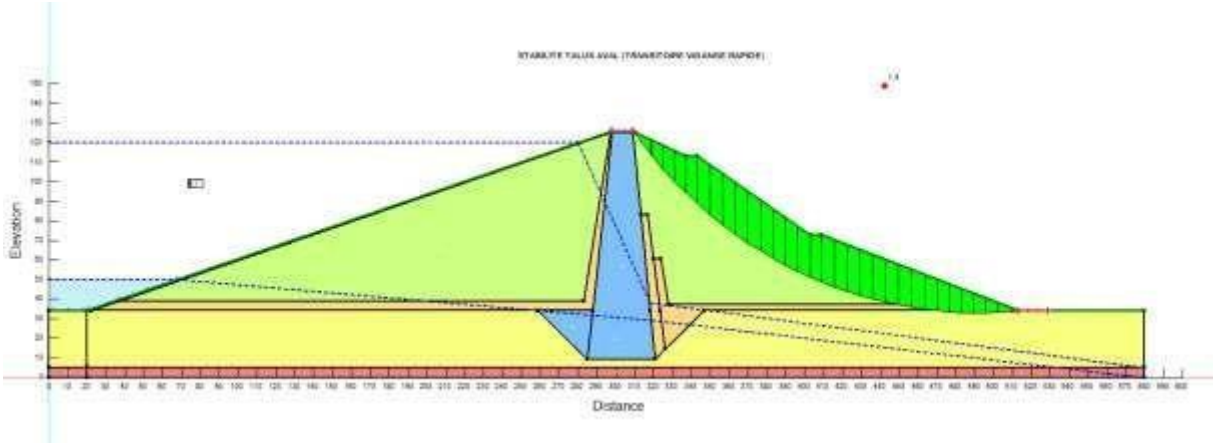


Figure V.6 : Stabilité talus aval (Transitoire vidange rapide).

- Le coefficient de sécurité **Fs=1.4>1.3** condition vérifiée.

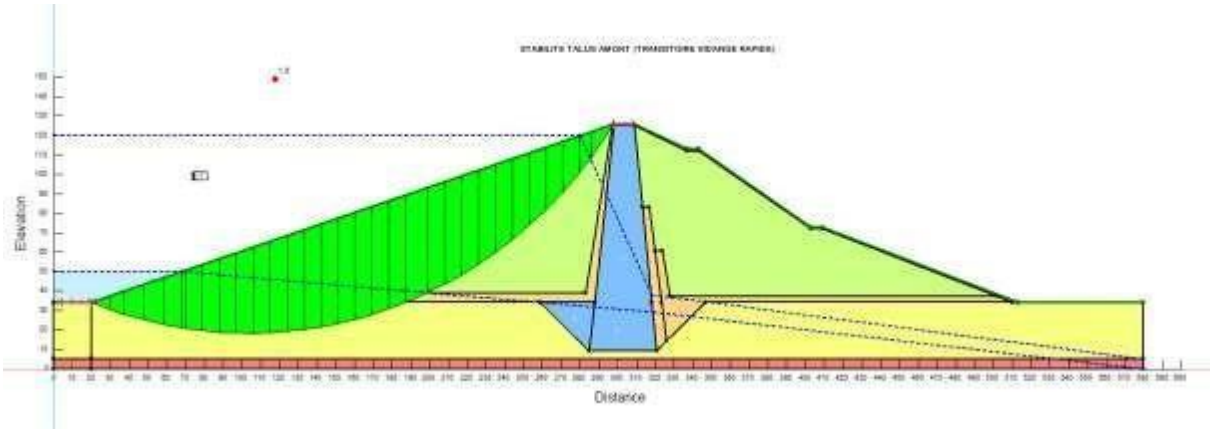


Figure V.7 : Stabilité talus amont (Transitoire vidange rapide).

- Le coefficient de sécurité **Fs=1.6>1.3** condition vérifiée.

V.8 Conclusion

L'étude numérique de la stabilité du barrage de Souk Tleta, réalisée à l'aide du logiciel GeoStudio 2018, a permis d'évaluer le comportement de la digue dans différents états de fonctionnement, en tenant compte des conditions géométriques, géotechniques et hydrauliques spécifiques au site.

Trois scénarios représentatifs ont été analysés :

- Le **cas de fin de construction**, où le barrage est soumis uniquement à son poids propre, a montré un bon niveau de stabilité, avec un facteur de sécurité généralement satisfaisant.
- En **régime d'exploitation normal** (niveau NNR), les résultats ont confirmé la stabilité globale de la digue malgré l'action de la poussée hydrostatique. Le facteur de sécurité reste conforme aux exigences des normes en vigueur pour les conditions statiques.
- Le **scénario de vidange rapide**, quant à lui, s'est révélé comme le **cas le plus défavorable**, en particulier pour le **talus amont**, en raison du maintien des pressions interstitielles dans le remblai après l'abaissement soudain du niveau d'eau. Cette situation critique a mis en évidence une réduction notable du facteur de sécurité, nécessitant une attention particulière en phase d'exploitation, notamment pour les opérations de vidange.

En conclusion, l'approche adoptée à travers la modélisation (SLOPE/W) a permis de reproduire fidèlement les conditions hydromécaniques du barrage et de proposer une évaluation réaliste de sa stabilité. Les résultats obtenus soulignent l'importance d'une **gestion rigoureuse des niveaux d'eau**, en particulier lors des opérations exceptionnelles telles que les vidanges rapides, pour garantir la sécurité de l'ouvrage à long terme.

Chapitre VI

Organisation de chantier

VI.1. Introduction

L'organisation d'un chantier vise à optimiser l'exécution des travaux pour réduire les coûts de production et améliorer l'efficacité. Cela passe par la mise en place d'un rythme de travail soutenu et une utilisation judicieuse des ressources humaines et matérielles. L'objectif principal est de garantir rapidité, qualité et économie.

Une reconnaissance approfondie du site est essentielle pour élaborer un planning détaillé des engins et optimiser leur utilisation. Cela permet de répondre aux contraintes d'espace et de temps imposées par le marché.

Bien que la construction de certains ouvrages présente des défis majeurs, leur réalisation est impérative. Une compréhension précise des problèmes organisationnels du site est donc cruciale pour atteindre les objectifs suivants :

- Définir des méthodes d'exécution et des modes de fonctionnement clairs, en intégrant les dernières technologies de construction pour une efficacité accrue.
- Affecter du personnel qualifié pour une répartition et une coordination optimale des tâches.
- Assurer la bonne exécution des travaux, en tirant parti des avancées en matière de mécanisation.
- Déterminer avec précision le nombre et la qualification du personnel nécessaire, car les coûts de main-d'œuvre impactent significativement le budget global.

VI.2. Mise en place technique préalable

La phase initiale de toute construction hydrotechnique implique une organisation technique préparatoire rigoureuse. Celle-ci commence par l'obtention des autorisations nécessaires pour démarrer les travaux.

Cette préparation technique s'articule autour des étapes suivantes :

1) **Planification des travaux :** Il s'agit de définir l'ordre chronologique des tâches et le rythme de réalisation, en s'assurant de la qualité et de la quantité requises.
2) **Logistique des matériaux :** Cette étape consiste à organiser l'approvisionnement du chantier en matériaux de construction, en spécifiant les lieux de livraison et la qualité attendue.

VI.3. Installation du chantier

L'aménagement d'un chantier demande une surface étendue pour prévoir les zones de stockage et les chemins de circulation des engins. Ces espaces seront ensuite progressivement occupés par les bâtiments temporaires, le matériel et les postes de travail fixes. On peut distinguer les types d'installations suivants :

a) Espaces dédiés au personnel

Ces aménagements comprennent habituellement les dortoirs, les vestiaires, les zones de repas, les sanitaires et les bureaux provisoires du site de construction.

b) Aires de stockage pour matériaux

Pour la production de béton, la réception des matériaux granulaires, tels que le sable et les graviers, exige une vérification rigoureuse. Il est indispensable de prélever des échantillons pour contrôler leur granulométrie. Cependant, il est important de noter que mélanger différents types de sable et de graviers en un seul tas peut altérer la précision des dosages en raison de leurs densités variables. C'est pourquoi un stockage séparé, idéalement en étoile, est préférable.

Avant toute utilisation, le taux d'humidité des granulats doit également être vérifié, car il est susceptible de fluctuer en fonction des conditions atmosphériques et des précipitations.

Le ciment, livré en vrac, sera stocké dans des silos. À sa réception, des contrôles de température et des analyses en laboratoire sont cruciaux pour évaluer sa résistance et son temps de prise. Les armatures métalliques seront conservées dans des lieux secs, comme des bâtiments ou des entrepôts. Des analyses devront aussi être effectuées sur les aciers afin d'en vérifier les caractéristiques.

Enfin, l'eau utilisée pour le béton doit impérativement respecter les normes internationales concernant plusieurs paramètres. Les teneurs maximales acceptables pour les substances indésirables sont les suivantes :

- Matières organiques : 0.1 g/l
- Matières en suspension : 0.2 g/l
- Sels dissous : 1.5 g/l
- Sulfates : 1.0 g/l

- Acide humique : 0.05 g/l
- Acide sulfhydrique : 0.05 g/l
- Chlorures : 0.1 g/l

La présence de ces éléments nocifs présente un risque sérieux, pouvant entraîner des problèmes de prise du ciment, endommager le ciment lui-même ou même provoquer la corrosion des armatures en acier.

Le béton

Le béton est un matériau composite essentiel, très prisé dans le domaine des travaux publics et du bâtiment. Pour son usage, il doit atteindre une résistance à la compression de 180 bars après 28 jours. Sa composition inclut du sable, des graviers, un liant hydraulique (comme le ciment) et de l'eau.

L’énergie électrique

L'alimentation en électricité proviendra d'un groupe électrogène, rendant inutile un raccordement au réseau moyenne tension de SONELGAZ.

L'apport en eau potable

L'alimentation sera assurée par un réservoir de stockage dont le volume sera régulièrement reconstitué.

L’approvisionnement en carburant

Des camions-citernes achemineront l'eau, qui sera ensuite stockée dans des réservoirs enterrés équipés de pompes.

Locaux d'entretien des véhicules et équipements

Généralement, les réparations importantes ne sont pas réalisées directement sur le chantier. Néanmoins, il est crucial d'avoir un atelier sur place bien aménagé pour assurer l'entretien courant et les dépannages urgents du matériel.

- **Installations pour la préfabrication**

Ce sont généralement des bâtiments équipés pour fabriquer les éléments de la structure, comme les poutres, dalles, conduites et petits murs.

VI.4 Attributions et obligations des parties prenantes sur site

Avant d'aborder les défis spécifiques du chantier du barrage, il est important de rappeler les rôles des divers intervenants.

✓ **Le maître de l'ouvrage**

Le directeur de chantier est responsable de l'organisation efficace des travaux sur site. Il répartit le personnel selon les tâches, coordonne les équipes, supervise l'exécution, prépare les zones de stockage des matériaux et du matériel, et gère la circulation des engins.

Le maître d'œuvre, qu'il s'agisse d'une personne physique ou morale, est mandaté par le maître de l'ouvrage pour diverses responsabilités. Cela inclut la réception de l'ouvrage, la préparation des appels d'offres pour les entreprises, l'assistance au maître de l'ouvrage pour l'analyse des propositions, la surveillance étroite des travaux, et la validation des paiements après décompte. Pour un barrage, le maître d'œuvre a une mission supplémentaire : superviser les phases allant de l'obturation initiale jusqu'à la fin de la mise en eau, et gérer les détails du rapport de cette première mise en eau.

✓ **Le maître d'œuvre**

L'entité qui gère et supervise un projet de construction de bout en bout, jouant un rôle crucial dans sa réussite. Ses principales responsabilités incluent :

- **Phase de Conception :** Le maître d'œuvre travaille en étroite collaboration avec le client (le maître d'ouvrage) pour définir les objectifs, les besoins et les contraintes du projet. Il contribue également à l'élaboration des plans préliminaires, y compris la planification générale, l'architecture et le choix des matériaux.
- **Processus d'Appels d'Offres :** Il peut assister le maître d'ouvrage dans la préparation des documents d'appels d'offres, l'évaluation des propositions des entreprises et la sélection de l'entrepreneur principal.
- **Gestion et Suivi du Projet :** Dès la signature du contrat avec l'entrepreneur, le maître d'œuvre prend en charge la gestion complète du projet. Cela englobe la planification

détaillée, la maîtrise des coûts, le contrôle qualité, le respect des délais et la coordination entre toutes les équipes impliquées.

- **Suivi et Achèvement du Projet par le Maître d'Œuvre :** Le maître d'œuvre assure la surveillance des travaux sur le site pour garantir la conformité aux normes de qualité, aux plans et aux spécifications. Il gère également les imprévus qui peuvent survenir durant la construction.
- En cas de modifications nécessaires au cours du projet, le maître d'œuvre les évalue, négocie les coûts et les délais avec l'entrepreneur, et veille à leur bonne exécution selon les besoins du maître d'ouvrage.
- Une fois la construction achevée, le maître d'œuvre procède à la réception de l'ouvrage, incluant des inspections finales, des tests et la vérification de la conformité au contrat.
- **Clôture administrative du projet :** Cela comprend la validation des paiements, la transmission des documents et garanties au maître d'ouvrage, et la fin de ses obligations contractuelles.

En somme, le maître d'œuvre représente le maître d'ouvrage pour garantir la réalisation du projet selon les exigences définies, le respect des délais et budgets, et le maintien de standards de qualité élevés.

✓ **L'entrepreneur**

L'entrepreneur est la personne ou l'entreprise en charge de la concrétisation d'un projet de construction, de rénovation ou de tout autre ouvrage. Généralement sélectionné par le client (le maître d'ouvrage) via un appel d'offres ou une négociation, l'entrepreneur assume diverses fonctions clés.

- **Exécution du Projet :** L'entrepreneur a pour mission de réaliser le projet en stricte conformité avec les plans, les spécifications techniques et les termes du contrat. Cela implique une gestion optimisée des ressources humaines, des matériaux, de l'équipement et de la logistique nécessaire à la construction.
- **Gestion des Effectifs :** Il est responsable de l'embauche et de la supervision des travailleurs impliqués dans le projet, qu'il s'agisse d'ouvriers, d'artisans, de techniciens ou de gestionnaires de chantier. L'entrepreneur s'assure que le personnel est qualifié et formé pour les tâches qui lui sont assignées.

- **Approvisionnement :** L'entrepreneur gère l'acquisition de tous les matériaux, équipements et fournitures requis pour la construction. Il veille à ce que ces éléments soient de la qualité spécifiée et conformes aux exigences du projet.
- **Supervision du Chantier :** La gestion quotidienne du site de construction incombe à l'entrepreneur. Cela comprend la coordination des différentes équipes, la supervision des sous-traitants si nécessaire, et la résolution rapide des problèmes qui peuvent survenir durant la phase de construction.
- **Maîtrise des Délais et des Budgets :** L'entrepreneur doit respecter les échéances et les budgets définis dans le contrat. Il lui faut gérer les ressources de manière efficiente pour éviter les retards et les dépassements de coûts.
- **Qualité et Conformité :** Il est garant de la qualité des travaux et de leur conformité aux normes et spécifications du projet. Des inspections et des tests sont effectués pour s'assurer de la bonne exécution de la construction.
- **Santé et Sécurité :** La sécurité sur le chantier est une responsabilité majeure de l'entrepreneur. Il doit mettre en place des mesures préventives pour protéger les travailleurs et les visiteurs, minimisant ainsi les risques d'accidents.
- **Communication :** L'entrepreneur maintient une communication régulière avec le maître d'ouvrage et les autres parties prenantes, les informant de l'avancement, des éventuels problèmes et des décisions à prendre.

En somme, l'entrepreneur est un acteur essentiel qui transforme les plans et les spécifications en un ouvrage physique, assurant ainsi la réalisation réussie d'un projet de construction en ligne avec les attentes du maître d'ouvrage.

VI.5 Les moyens de chantier

- **Les moyens humains** : Pour mener à bien ce projet, il est essentiel de démontrer l'emploi de personnel qualifié. Il faudra détailler les qualifications et compétences de chaque membre de l'équipe, que ce soit pour la phase d'étude initiale ou pour la construction elle-même.
- **Les moyens matériels :** L'équipement nécessaire peut être regroupé en trois catégories : le matériel de terrassement courant, les engins adaptés au type de barrage concerné, et le matériel spécialisé.

Pour chaque pièce d'équipement, il est essentiel de fournir des informations détaillées : sa marque, son modèle, ses capacités, ses performances, ainsi que le nombre d'unités allouées au chantier. Il faudra aussi préciser comment ce matériel sera utilisé à chaque étape du projet.

- **Le matériel de terrassement :** Regroupe les engins classiques utilisés pour creuser les fondations du barrage, extraire et transporter les matériaux, et effectuer les finitions comme le remblai ou l'enrochement. Cela inclut notamment :
  - Le bulldozer
  - La pelle mécanique
  - Le chargeur (sur pneus ou chenilles)
  - La décapeuse
  - La niveleuse
  - Les camions

▪ **Le matériel lié au type de barrage**

- **Le matériel de compactage** : Le compactage des remblais exige l'emploi d'engins spécifiques. Les plus fréquemment utilisés sont :
  - Compacteurs à pneus : Idéaux pour la plupart des types de sols.
  - Compacteurs à rouleaux vibrants : Efficaces pour les matériaux à forte friction, tels que les enrochements ou les sables fins.
  - Compacteurs à pied dameurs : Parfaits pour le compactage des sols argileux et limoneux.
- **Le matériel de bétonnage :** Pour préparer le béton requis pour la construction d'ouvrages en béton comme les évacuateurs ou les tunnels de dérivation, on emploie généralement des bétonnières.

VI.6 Terrassement au niveau des installations de chantier

- **Aménagement des Accès au Site :** L'accès au chantier s'effectue via deux pistes séparées et non revêtues. L'une de ces pistes mène à la carrière, tandis que l'autre conduit à la zone de stockage des matériaux fins.

- **Choix des Engins pour les Voies d'Accès :** Pour construire les voies d'accès, on aura besoin d'un chargeur spécifique, situé à la carrière d'alluvions, et le transport de ces matériaux on a besoin de camions benne dont le rendement est le suivant :

$$R=\frac{60\times G\times Kr\times Kt}{T\times kf}\ldots\ldots\ldots \textbf{(VI.1)}$$

Avec :

G : capacité du godet (m^3/h).

Kr : coefficient de remplissage de godet.

Kt : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.

T : durée d'un cycle.

Kf : coefficient de foisonnement.

Avant de construire les voies d'accès, il est crucial de les préparer à l'aide d'un bulldozer très performant.

- **Dérivation Provisoire :** Pour sécuriser le site, il est impératif de protéger le chantier des crues majeures afin de prévenir les inondations et d'assurer la continuité des travaux. Parallèlement, il est essentiel que les ouvrages de dérivation soient construits rapidement et facilement pour minimiser la durée totale du projet.
- Ce volet du projet se déroule en deux étapes :
  - L'excavation en roche dure à l'aide d'explosifs.
  - La construction des parois et du revêtement en béton de la galerie.
- **Construction de l'Évacuateur de Crue**

La réalisation de l'évacuateur de crue comprendra plusieurs phases :

- Terrassement en sol meuble.
- Excavation en roche sans explosifs.
- Mise en place du coffrage lisse.
- Coulage du béton armé pour le corps de l'évacuateur.

- **Travaux de Bétonnage :** Les opérations de bétonnage sont une étape souvent critique dans la construction d'un barrage, car la majorité des structures nécessitent des volumes importants de ce matériau. Il est donc crucial de définir précisément la composition du béton en fonction de son usage spécifique et de l'ampleur de l'ouvrage, tout en respectant scrupuleusement les indications du concepteur.
- **Mise en Œuvre de la Vidange de Fond :** La vidange de fond sera réalisée sous la forme d'une conduite en acier.

VI.7 Planification

L'optimisation des opérations cherche continuellement la méthode la plus efficiente et économique pour employer le personnel et les autres ressources, garantissant ainsi l'efficacité de toute action.

Cette démarche d'optimisation se déroule en plusieurs étapes :

- Aménagement des postes de travail.
- Observations instantanées des processus.
- Analyse approfondie des différentes tâches.
- Mesure précise du temps alloué.
- Définition limpide des buts et des responsabilités.
- Simplification des procédures.
- Stabilisation des postes de travail.

VI.7.1 Étapes de la planification

La planification est le processus qui dirige la bonne exécution des travaux. Elle englobe plusieurs étapes clés :

- **Recueil d'Informations :** Cette phase consiste à synthétiser les données obtenues par des analyses comparatives, afin de les intégrer efficacement dans le plan de notre projet.
- **Découpage du Projet :** Le projet est ensuite subdivisé en tâches distinctes. Chaque tâche est attribuée à un responsable et voit ses besoins en équipement ainsi que sa durée d'exécution définis, en tenant compte de la cadence de travail de chaque machine.

- **Établissement des Relations entre les Tâches**

Deux types de liens sont cruciaux pour l'exécution des travaux : ceux basés sur une séquence logique (où une tâche doit être terminée avant qu'une autre ne commence) et ceux basés sur une séquence préférentielle (où l'ordre est choisi pour optimiser le déroulement).

- **Sélection de la Méthode de Calcul**

Le choix de la méthode de calcul dépend avant tout de la nature de l'ouvrage. Lorsque les opérations se déroulent de manière séquentielle, comme dans notre cas, il est conseillé d'utiliser la méthode C.P.M. (Critical Path Method).

VI.7.2 Plannings des travaux

Il existe trois approches pour organiser la planification des travaux :

- **Planification au plus tôt :** Dans ce scénario, toutes les tâches débutent dès que possible. Les entreprises adoptent cette méthode quand elles ont des ressources abondantes et gèrent plusieurs chantiers simultanément.
- **Planification au plus tard :** Ici, chaque tâche est lancée à la dernière date limite possible. Ce choix est privilégié par les entreprises aux ressources limitées, car il s'avère plus économique.
- **Planification intermédiaire :** Les tâches commencent à une date située entre leur démarrage le plus précoce et le plus tardif. Cette option est favorisée par les entreprises qui disposent de nombreuses ressources et se concentrent sur un seul projet, ce qui représente des conditions idéales.

VI.7.3 Techniques de la planification

On distingue principalement deux approches pour la planification :

- Les méthodes fondées sur le réseau.
- Les méthodes fondées sur le graphique.

- **Les méthodes fondées sur le réseau :** Un réseau est une représentation graphique d'un projet qui illustre les relations entre ses diverses opérations. Ces opérations peuvent se suivre, se dérouler simultanément ou se rejoindre, toutes étant cruciales pour atteindre les objectifs fixés. On distingue deux types principaux de réseaux :

- **Réseau à nœuds :** Dans cette représentation, chaque opération est symbolisée par un nœud, tandis que l'ordre des opérations est indiqué par des flèches.

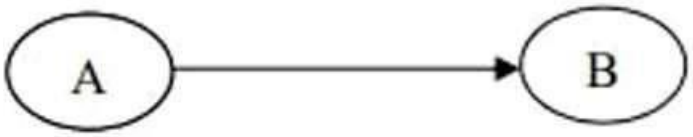


Figure VI.1 : Réseau à nœuds

L'opération B ne peut débuter qu'une fois l'opération A entièrement terminée.

- **Réseau à flèches :** Ici, c'est l'opération qui est symbolisée par une flèche, et l'enchaînement des opérations est indiqué par des nœuds.



Figure VI.2 : Réseau à flèches

L'opération A vient avant l'opération B.

- **Construction du réseau**

Pour Construire un réseau de projet repose sur trois étapes essentielles :

- **Lister les Tâches** : La première phase consiste à dresser une liste exhaustive et précise de toutes les opérations nécessaires à la réalisation du projet.
- **Définir les Dépendances** : Une fois les tâches identifiées, il est crucial de déterminer l'enchaînement des opérations, qu'elles soient successives ou convergentes. Cela peut impliquer la création et l'intégration de sous-réseaux, ainsi que l'identification des points de départ et d'arrivée du projet pour élaborer le réseau final.

VI.7.4 La Méthode du Chemin Critique (CPM)

L'objectif de la méthode CPM est d'optimiser les délais d'exécution d'un projet en suivant trois phases distinctes :

- **Phase 1** : Déterminer les besoins en main-d'œuvre pour chaque tâche.
- **Phase 2** : Analyser le réseau de manière systématique, étape par étape, au jour le jour.
- **Phase 3** : Ajuster le réseau en fonction des contraintes et des conditions spécifiques de l'entreprise.

VI.7.5 Méthode de calcul de C.P.M

▪ Délai de construction et programme des travaux

La durée totale de construction d'un ouvrage est déterminée par l'addition des temps requis pour chaque étape, sachant que certaines phases peuvent se dérouler en parallèle. Pour garantir l'efficacité de ce processus, une planification méticuleuse des tâches est indispensable, en respectant plusieurs critères clés :

- L'enchaînement logique des opérations, assurant une progression cohérente.
- Le respect strict des délais fixés pour chaque phase.
- L'optimisation des coûts, en visant l'exécution la plus économique possible.

Cette rationalisation des travaux dépend de plusieurs facteurs essentiels :

- Une automatisation poussée des tâches.
- La disponibilité d'équipements de construction performants, pilotés par du personnel qualifié.
- La qualité du réseau routier pour assurer les transports nécessaires aux opérations.
- Une coordination temporelle précise des différentes tâches, permettant de progresser simultanément sur plusieurs fronts sans nuire à la qualité d'exécution.

VI.7.6 Symboles des différentes opérations

Tableau VI.1 : Symboles des opérations et leurs duré

Operation	Designation	Temps de réalisation (mois)
Installations et accès	A	4
Excavations à ciel ouvert rive droite	B	4

Excavations à ciel ouvert rive gauche	C	3
Excavations à ciel ouvert lit d'oued	D	2
Pré-batardeau	E	1
Dérivation Provisoire	F	4
Batardeau amont	G	3
Batardeau aval	H	2
Vidange de fond	I	4
Construction du corps du barrage	J	9
Construction de l'évacuateur de crues	K	17
L'équipement hydromécanique	L	1
Travaux divers et de finition	M	2

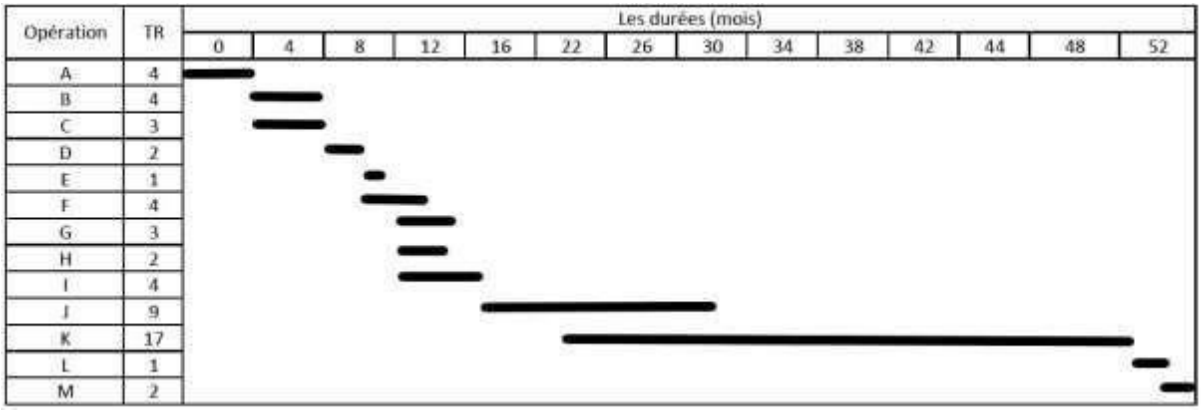


Figure VI.3 : Le diagramme de GANTT.

VI.8 Conclusion

Pour mener à bien et livrer un projet dans les délais, une organisation de chantier de qualité est indispensable. Pour y parvenir, il faut élaborer un plan de chantier efficace en utilisant différentes approches. La méthode du chemin critique est un outil essentiel pour justifier la répartition des tâches du projet. Dans ce processus, l'entrepreneur est un acteur central. En se basant sur cette analyse, il a été déterminé que la construction de ce projet s'étendra sur une durée de 56 mois.

Conclusion

Conclusion générale

L'étude de l'avant-projet détaillé du barrage de Souk Tleta a permis de tirer plusieurs conclusions importantes.

La construction du barrage est techniquement réalisable sans obstacles majeurs. L'utilisation d'un barrage en terre zoné avec un noyau d'argile a été choisie comme structure principale. Ce choix est avantageux car il permet d'utiliser les matériaux locaux et de favoriser l'emploi de la main-d'œuvre de la région

Grâce à sa capacité de stockage, le barrage assure une irrigation pérenne, ce qui est crucial pour le développement agricole. Cela permettra de cultiver de nouvelles terres, d'augmenter les rendements, de diversifier les cultures et de soutenir les industries agricoles.

La mise en œuvre de ce projet créera de nombreux emplois, tant pendant la phase de construction que pour l'exploitation et la maintenance à long terme. Ces emplois s'étendront à divers secteurs, y compris l'agriculture et les services.

Le barrage jouera un rôle vital pour stabiliser les populations rurales dans la région en leur offrant de véritables perspectives de développement.

Ce barrage est perçu comme un investissement stratégique pour le pays. Il garantit l'accès aux ressources en eau, qui sont essentielles à la survie des communautés locales et à la protection des zones environnantes.

En somme, le projet du barrage de Souk Tleta est bénéfique sur les plans technique, économique, social et environnemental. Il a le potentiel de stimuler le développement local et de répondre aux besoins fondamentaux en eau de la région.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- B. TOUAIBIA (2004) : Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida.
- TOUAIBIA.B. Polycopie de cours de régularisation des débits.
- HASSANE.M : Ouvrage hydrotechnique : ouvrages annexes 5ème Année (ENSH-2016)
- B. TOUAIBIA et B. BENLAOUKLI : « Introduction au dimensionnement des retenues collinaires ». ENSH Blida. Avril 2004.
- POCHAT : « Guide de calcul hydraulique des évacuateurs de crues ». Paris 1985
- DESIGN OF SMALL DAMS (A Water Resources Technical Publication) Third Edition, 1987.
- KHATSURIA.R.M (2005) Hydraulics of Spillways and Energy Dissipator. Georgia Institute of Technology Atlanta, Georgia.
- MFE : ETUDE DES VARIANTES DE L'EVACUATEUR DE CRUES DU BARRAGE DE MELLAGOU (W. KHENECHELA)
- Recommandations pour le dimensionnement des évacuateurs de crues de barrages Dam spillway design guidelines CFBR
- B. BENLAOUKLI : « Cours d'organisation de chantiers ». ENSH 4eme et 5eme année.

Détermination de la hauteur h et les débits Q en fonction de la largeur b

	Largeur de déversoir b (m)																	
Hauteur de déversoir h(m)	**10**	**15**	**20**	**25**	**30**	**35**	**40**	**45**	**50**	**55**	**60**	**65**	**70**	**75**	**80**	**85**	**90**	
0,6	2,78	4,17	5,56	6,95	8,34	9,74	11,13	12,52	13,91	15,30	16,69	18,08	19,47	20,86	22,25	23,64	25,03	débit Q (m^3/s)
0,9	5,45	8,18	10,90	13,63	16,36	19,08	21,81	24,53	27,26	29,98	32,71	35,44	38,16	40,89	43,61	46,34	49,07	
1,1	9,01	13,52	18,02	22,53	27,04	31,54	36,05	40,55	45,06	49,57	54,07	58,58	63,08	67,59	72,10	76,60	81,11	
1,4	13,46	20,19	26,92	33,66	40,39	47,12	53,85	60,58	67,31	74,04	80,77	87,51	94,24	100,97	107,70	114,43	121,16	
1,6	18,80	28,20	37,61	47,01	56,41	65,81	75,21	84,61	94,01	103,42	112,82	122,22	131,62	141,02	150,42	159,82	169,23	
1,9	25,03	37,55	50,07	62,58	75,10	87,62	100,13	112,65	125,17	137,68	150,20	162,72	175,23	187,75	200,27	212,78	225,30	
2,1	32,15	48,23	64,31	80,39	96,46	112,54	128,62	144,69	160,77	176,85	192,92	209,00	225,08	241,16	257,23	273,31	289,39	
2,4	40,16	60,25	80,33	100,41	120,49	140,58	160,66	180,74	200,82	220,91	240,99	261,07	281,15	301,24	321,32	341,40	361,48	
2,6	49,07	73,60	98,13	122,66	147,20	171,73	196,26	220,79	245,33	269,86	294,39	318,93	343,46	367,99	392,52	417,06	441,59	
2,9	58,86	88,28	117,71	147,14	176,57	206,00	235,43	264,85	294,28	323,71	353,14	382,57	411,99	441,42	470,85	500,28	529,71	
3,1	69,54	104,31	139,07	173,84	208,61	243,38	278,15	312,92	347,69	382,46	417,22	451,99	486,76	521,53	556,30	591,07	625,84	
3,3	81,11	121,66	162,22	202,77	243,32	283,88	324,43	364,99	405,54	446,10	486,65	527,20	567,76	608,31	648,87	689,42	729,97	
3,6	93,57	140,35	187,14	233,92	280,71	327,49	374,28	421,06	467,85	514,63	561,42	608,20	654,99	701,77	748,56	795,34	842,12	
3,8	106,92	160,38	213,84	267,30	320,76	374,22	427,68	481,14	534,60	588,06	641,52	694,98	748,44	801,90	855,36	908,82	962,28	
4,1	121,16	181,74	242,32	302,90	363,49	424,07	484,65	545,23	605,81	666,39	726,97	787,55	848,13	908,71	969,29	1029,88	1090,46	
4,3	136,29	204,44	272,59	340,73	408,88	477,03	545,17	613,32	681,47	749,61	817,76	885,91	954,05	1022,20	1090,34	1158,49	1226,64	
4,6	152,31	228,47	304,63	380,79	456,94	533,10	609,26	685,42	761,57	837,73	913,89	990,04	1066,20	1142,36	1218,52	1294,67	1370,83	

Les débits déversés pour différentes largeurs du déversoir

			Largeur de déversoir b (m)																
Hauteur de déversoir h(m)	**Volume de charge Vf (Mm^3)**	**Qlam (m^3/s)**	**10**	**15**	**20**	**25**	**30**	**35**	**40**	**45**	**50**	**55**	**60**	**65**	**70**	**75**	**80**	**85**	**90**	**Débit Q (m^3/s)**
0,6	14	15,38	2,78	4,17	5,56	6,95	8,34	9,74	11,13	12,52	13,91	15,30	16,69	18,08	19,47	20,86	22,25	23,64	25,03	
0,9	14,5	36,35	5,45	8,18	10,90	13,63	16,36	19,08	21,81	24,53	27,26	29,98	32,71	35,44	38,16	40,89	43,61	46,34	49,07	
1,1	15,8	78,39	9,01	13,52	18,02	22,53	27,04	31,54	36,05	40,55	45,06	49,57	54,07	58,58	63,08	67,59	72,10	76,60	81,11	
1,4	16	84,26	13,46	20,19	26,92	33,66	40,39	47,12	53,85	60,58	67,31	74,04	80,77	87,51	94,24	100,97	107,70	114,43	121,16	
1,6	17,2	116,56	18,80	28,20	37,61	47,01	56,41	65,81	75,21	84,61	94,01	103,42	112,82	122,22	131,62	141,02	150,42	159,82	169,23	
1,9	18,5	146,84	25,03	37,55	50,07	62,58	75,10	87,62	100,13	112,65	125,17	137,68	150,20	162,72	175,23	187,75	200,27	212,78	225,30	
2,1	19,8	173,13	32,15	48,23	64,31	80,39	96,46	112,54	128,62	144,69	160,77	176,85	192,92	209,00	225,08	241,16	257,23	273,31	289,39	
2,4	21	194,52	40,16	60,25	80,33	100,41	120,49	140,58	160,66	180,74	200,82	220,91	240,99	261,07	281,15	301,24	321,32	341,40	361,48	
2,6	22,2	213,59	49,07	73,60	98,13	122,66	147,20	171,73	196,26	220,79	245,33	269,86	294,39	318,93	343,46	367,99	392,52	417,06	441,59	
2,9	23,5	232,05	58,86	88,28	117,71	147,14	176,57	206,00	235,43	264,85	294,28	323,71	353,14	382,57	411,99	441,42	470,85	500,28	529,71	
3,1	24,8	248,58	69,54	104,31	139,07	173,84	208,61	243,38	278,15	312,92	347,69	382,46	417,22	451,99	486,76	521,53	556,30	591,07	625,84	
3,3	26	262,37	81,11	121,66	162,22	202,77	243,32	283,88	324,43	364,99	405,54	446,10	486,65	527,20	567,76	608,31	648,87	689,42	729,97	
3,6	27,2	274,94	93,57	140,35	187,14	233,92	280,71	327,49	374,28	421,06	467,85	514,63	561,42	608,20	654,99	701,77	748,56	795,34	842,12	
3,8	28,5	287,37	106,92	160,38	213,84	267,30	320,76	374,22	427,68	481,14	534,60	588,06	641,52	694,98	748,44	801,90	855,36	908,82	962,28	
4,1	29,8	298,71	121,16	181,74	242,32	302,90	363,49	424,07	484,65	545,23	605,81	666,39	726,97	787,55	848,13	908,71	969,29	1029,88	1090,46	
4,3	31	308,33	136,29	204,44	272,59	340,73	408,88	477,03	545,17	613,32	681,47	749,61	817,76	885,91	954,05	1022,20	1090,34	1158,49	1226,64	
4,6	32,2	317,24	152,31	228,47	304,63	380,79	456,94	533,10	609,26	685,42	761,57	837,73	913,89	990,04	1066,20	1142,36	1218,52	1294,67	1370,83	