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"

ⵜⴰⵙⴷⴰⵡⵜ ⵜⴰⵖⵣⵉⵡⵜ ⵏ ⵜⵓⵙⵙⵉⵔⵜ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: AMENAGEMENT ET OUVRAGES HYDROTECHNIQUES

THEME :

Etude d'Avant-Projet Détaillé du Barrage Zaouia (W.de TIZI OUZOU)

Présenté par :

SEDDAOUI Zakaria

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
ZEROUAL Ayoub	Professeur	Président
BENSALAH Mohamed Draidi	M.C.B	Examinateur
BOURI Djamel Eddine	M.C.A	Examinateur
HEBBOUCHE Abdelhamid	M.C.A	Promoteur

Session Novembre 2025

Remerciements

Ce travail a été réalisé dans le cadre de la rédaction de mon mémoire de fin d'études, en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'État en Hydraulique.

Tout d'abord, je rends grâce à Allah, le Tout-Puissant, pour m'avoir accordé la force, la patience et la persévérance nécessaires à l'accomplissement de ce travail.

Je tiens à exprimer ma sincère reconnaissance à l'**École Nationale Supérieure d'Hydraulique**, ainsi qu'à l'ensemble de ses enseignants, pour la qualité de l'enseignement et le soutien apporté tout au long de ma formation. Leur engagement et leur rigueur scientifique ont grandement contribué à enrichir mon parcours.

J'adresse ma profonde gratitude à mon promoteur, **M. HEBBOUCHE ABDELHAMID**, pour ses conseils éclairés, sa confiance et son accompagnement constant tout au long de l'élaboration de ce travail.

Mes remerciements vont également aux membres du jury, en particulier à **M. ZEROUAL AYOUB**, président du jury, ainsi qu'à **M. BENSALAH MOHAMED DRAIDI** et **M. BOURI DJAMEL EDDINE**, pour le temps qu'ils ont consacré à l'examen et à l'évaluation de ce mémoire.

Je souhaite exprimer toute ma gratitude à ma famille, pour son soutien indéfectible, sa patience et sa présence rassurante à chaque étape de mon cheminement. Leur amour et leurs encouragements ont été une source précieuse de force et d'équilibre.

Enfin, j'adresse une pensée particulière à mes amis et à toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à l'élaboration de ce mémoire. Leurs échanges, leur soutien et leurs encouragements ont rendu cette expérience plus humaine, plus enrichissante et profondément marquante.

Zakaria SEDDAOUI

Dédicace

Je dédie ce modeste travail avant tout à mes chers parents, **REDHOUANE** et **NAIMI FATIMA ZAHRA**, piliers de mon existence.
À ma mère, lumière de mes jours, pour sa tendresse, ses prières et son courage silencieux, qui m'ont guidé dans les moments les plus sombres.
À mon père, source de sagesse et de persévérance, pour sa confiance et sa force, qui ont tracé la route de ma détermination.
Sans eux, aucun rêve n'aurait pu s'élever aussi haut.

À ma sœur **SELMA**, douce présence et cœur attentif, et à mon frère **MAHMOUD**, accompagné de sa petite famille, pour leur affection sincère et leurs mots toujours bienveillants. Votre soutien, même discret, a toujours résonné fort en moi.

À mon cher ami **HAITHEM**, plus qu'un ami, un frère de cœur, un reflet d'âme. Merci pour ta présence sincère, ton écoute, ta compréhension et ton soutien. Notre lien, tissé d'expériences et de confiance, restera à jamais une richesse irremplaçable.

À mes amis **WASSIM**, **HADJER** et **NADA**, pour votre amitié fidèle et votre énergie bienveillante, pour ces instants de simplicité et de réconfort qui ont su ramener la lumière dans mes journées.

À mes amies et collègues **IKRAM**, **ISRAA** et **LAMIA**, dont la complicité, le soutien et la générosité d'esprit ont embelli chaque étape de ce parcours. Grâce à vous, cette aventure académique a pris la couleur du partage et de la fraternité.

Un hommage particulier à tous mes collègues de l'**E.N.S.H**, pour cette ambiance d'entraide, ces échanges sincères et cette belle solidarité qui ont fait de ces années un souvenir inoubliable.

Une pensée chaleureuse à la famille **NABI**, pour leur proximité, leurs encouragements et leur confiance, toujours ressentis avec reconnaissance. Et tout particulièrement à **ZITOUNI HAYET**, une femme au grand cœur, dont la bonté, le soutien et la présence m'ont profondément marqué, qu'Allah vous protège et vous récompense pour votre humanité et votre lumière.

Un remerciement spécial à Monsieur **MAAMER**, ingénieur à la Direction des Ressources en Eau de la wilaya de Boumerdès, pour son accueil chaleureux, son aide précieuse et sa bienveillance tout au long de ma période de stage.

À vous tous, j'adresse cet hymne.
Vous êtes les notes de mon parcours, les visages derrière ma réussite, et les battements d'un cœur plein de gratitude.

ZAKARIA

ملخص

تتناول هذه المذكرة دراسة تفصيلية أولية لمشروع سد زاوية المقام على وادي ستيتا بولاية تيزي وزو، والذي يهدف إلى تأمين المياه للاستخدام المنزلي والسقي الزراعي وتنظيم فيضانات الأودية. شملت الدراسة عدة جوانب متكاملة، منها الدراسة الجيولوجية والجيوتقنية للموقع، والتحليل الهيدرولوجي لحوض التصريف باستخدام برنامج ArcGIS، بالإضافة إلى التصميم الفني للسد ومنشآته الملحقة. تم اختيار السد الترابي المتجانس كأنسب خيار من بين البدائل المدروسة، نظرًا لبساطة إنشائه وتوفر المواد المحلية اللازمة. يبلغ ارتفاع السد 26.56 مترًا وعرض قيمته 6.8 أ متار، وقد تم التحقق من استقراره باستخدام برنامج GEOSTUDIO(SLOPE/W).

أما مفيض السيول فهو من النوع الجانبي ذي المدخل الأمامي، وقد صُمم لتحمل فيضان بألف سنة عودة، بعرض تفريغ قدره 55 مترًا وتصريف أقصى يبلغ 257.66 م³/ث. كما تم تصميم المنشآت الملحقة مثل بوابة التصريف السفلي ومأخذ المياه وأعمال التحويل المؤقتة لضمان سلامة التشغيل الهيدروليكي للسد. وفي الختام، تم إعداد خطة لتنظيم الورشة وتقدير مالي شامل لضمان الجدوى التقنية والاقتصادية للمشروع. يمثل هذا العمل مقاربة هندسية متكاملة لتصميم السدود الترابية، تجمع بين الكفاءة التقنية والاعتبارات الاقتصادية والبيئية.

الكلمات المفتاحية: سد ترابي، الدراسة الهيدرولوجية، مفيض السيول، المنشآت الملحقة.

Résumé

Ce mémoire porte sur l’étude d’avant-projet détaillé du barrage de Zaouïa, implanté sur l’oued Stita dans la wilaya de Tizi Ouzou, dont la vocation principale est l’approvisionnement en eau pour l’alimentation, l’irrigation et la régulation des crues. L’étude a porté sur plusieurs volets complémentaires : la caractérisation géologique et géotechnique du site, l’analyse hydrologique du bassin versant réalisée à l’aide du logiciel ArcGIS, ainsi que le dimensionnement technique de la digue et de ses ouvrages annexes. Parmi les variantes étudiées, la digue homogène en terre a été retenue pour sa fiabilité, sa simplicité d’exécution et la disponibilité des matériaux locaux. D’une hauteur de 26,56 m et d’une largeur en crête de 6,8 m, elle assure une stabilité conforme aux normes, vérifiée à l’aide du logiciel GeoStudio (SLOPE/W).

L’évacuateur de crue, de type latéral à entonnement frontal, dimensionné pour une crue de période de retour millénale, présente une largeur déversante de 55 m et un débit évacué de 257,66 m³/s. Les ouvrages annexes, comprenant la prise d’eau, la vidange de fond et la dérivation provisoire, ont été conçus pour garantir la sécurité et la fonctionnalité hydraulique de l’ensemble. Enfin, une étude d’organisation du chantier et un devis estimatif ont été établis afin d’assurer la faisabilité et la planification rationnelle du projet.

Ce travail illustre une approche complète de la conception d'un barrage en terre, conciliant les exigences techniques, économiques et environnementales.

Mots clés: Barrage en terre, Etude hydrologique, Evacuateur de crue, Ouvrages annexes.

Abstract

This dissertation presents a detailed preliminary study of the Zaouïa Dam, located on Oued Stita in the Tizi Ouzou region. The project aims to ensure water supply for domestic use, irrigation, and flood regulation. The study covers several complementary aspects, including the geological and geotechnical characterization of the site, the hydrological analysis of the watershed using ArcGIS, and the technical design of the dam and its auxiliary structures. Among the alternatives analyzed, the homogeneous earthfill dam was selected for its reliability, ease of construction, and the availability of local materials. With a height of 26.56 m and a crest width of 6.8 m, the dam's stability was verified using GeoStudio (SLOPE/W).

The spillway, of the lateral frontal intake type, is designed for a one thousand years flood, featuring a discharge width of 55 m and a flow capacity of 257.66 m^3/s. The auxiliary structures including the water intake, bottom outlet, and temporary diversion works were designed to ensure the hydraulic safety and functionality of the entire system. Finally, a construction organization plan and a cost estimate were developed to ensure the project's technical and economic feasibility. This work provides a comprehensive approach to the design of an earth dam, balancing technical, environmental, and economic considerations.

Keywords: Earth dam, hydrological study, Spillway, Auxiliary structures.

Table des matières

Introduction générale……...…1

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction : 4

I.1 Présentation de la wilaya de TIZI OUZOU : 4

I.2 Objectif du projet de barrage : 4

I.3 Description du site du barrage : 5

I.4 Présentation du bassin versant : 5

I.5 Contexte climatique et hydrologique de la région : 6

I.6 Contexte géomorphologique et topographique : 7

I.7 Occupation du sol et activités humaine : 7

I.8 Situation géographique : 7

I.9 Situation hydrographique : 8

I.10 Aspects socio-économiques et environnementaux : 11

Conclusion : 11

Chapitre II : Etude géologique et géotechnique

Introduction :…… 13

II.1 Géologie régionale : 13

II.1.1 Géologie du site de barrage : 14

II.1.2 Géologie de la cuvette : 15

II.1.3 Géologie du bassin versant : 16

II.1.4 Hydrogéologie : 17

II.2 Cadre tectonique de la région : 20

II.2.1 Séismicité : 21

II.3 Travaux de reconnaissance : 22

II.3.1 Axes de barrage proposés : 22
II.3.2 Phase 1 :……...24
II.3.3 Phase 2 :……...25
II.3.4 Puits dans les zones d'emprunt :.....26
II.4 Caractéristiques géotechniques des terrains de fondations : 27
II.4.1 Caractéristiques des alluvions : 27
II.4.2 Caractéristiques du substratum :.....28
II.5 Matériaux de construction : 30
II.5.1 Définition des zones d'emprunt :.....30
II.5.2 Matériaux argileux :.....31
II.5.3 Matériaux alluvionnaires : 37
II.5.4 Matériaux rocheux :.....40
II.6 Conditions géologiques et géotechniques de l'aménagement : 42
Conclusion :……. 43

Chapitre III : Etude hydrologique

Introduction : 45
III.1 Caractéristique du bassin versant : 45
III.1.1 Paramètres géométriques : 46
III.1.2 Paramètres de forme :.....46
III.1.3 Paramètre de relief : 48
III.1.4 Paramètres hydrographiques : 55
III.2 Caractéristiques climatologiques : 63
III.2.1 Température :.....63
III.2.2 L'évaporation : 63
III.2.3 Vent :…… 64
III.2.4 Pluviométrie : 65
III.3 Etude des précipitations : 66

III.3.1 Test d'homogénéité : 66
III.3.2 Estimation des pluies journalières maximales : 67
III.3.3 Pluie de courtes durées : 73
III.4 Etude des apports : 76
III.4.1 Apports liquides : 76
III.4.2 Apports solides et estimation du volume mort : 85
III.5 Etude des crues : 87
III.5.1 Evaluation des débits maximums des crues « $Q_{max.P\%}$ » : 87
III.5.2 Hydrogramme de crue : 93
III.5.3 Choix de la crue de projet : 95
III.6 Régularisation des crues : 97
III.6.1 Courbes caractéristiques de la retenue : 97
III.6.2 Répartition mensuelle des besoins : 99
III.6.3 Calcule de volume utile : 99
III.7 Laminage des crues : 106
III.7.1 Méthode de MUSKINGUM : 107
III.8 Etude d'optimisation : 112
III.8.1 Revanche « R » : 112
III.8.2 Tassement « T » : 114
III.8.3 Hauteur du barrage « H_b » : 115
III.8.4 Largeur en crête « b_{cr} » : 115
III.8.5 Calcul des coûts : 117
Conclusion : 125

Chapitre IV : Choix et conception de variante de la digue

Introduction : 127
IV.1 Choix du type de barrage : 127
IV.2 Définition du profil générale du barrage : 128

IV.2.1 Hauteur de la retenue :.....128
IV.2.2 Largeur de crête :.....128
IV.2.3 Longueur en crête :.....128
IV.2.4 Pente des talus :.....129
IV.2.5 Protection des talus :.....129
IV.2.6 Digue à terre homogène.....132
IV.2.7 Digue zoné à noyau d'argile :.....134
IV.3 Variantes de la digue :.....138
IV.3.1 Barrage en remblai avec noyau central en argile :.....138
IV.3.2 Barrage en remblai avec masque en béton armé :.....142
IV.3.3 Barrage en terre homogène :.....145
IV.3.4 Barrage poids en béton compacté au rouleau (BCR) :.....148
IV.4 Choix de la variante :.....151
IV.5 Conception détaillée de la digue :.....152
IV.5.1 Description générale de la digue :.....152
IV.5.2 Système de drainage :.....153
IV.6 Etude des infiltrations :.....159
IV.6.1 La ligne de saturation :.....159
IV.6.2 Débit de fuite par infiltration :.....160
IV.6.3 Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage :.....162
IV.7 Etude de stabilité :.....164
IV.7.1 Généralité sur la stabilité des talus :.....164
IV.7.2 Conséquences liées à l'instabilité des talus :.....165
IV.7.3 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement :...166
Conclusion :.....173

Chapitre V : Ouvrages annexes

Introduction :.....175

V.1 Evacuateur de crue :.....175
V.1.1 Critères de choix du type d'un évacuateur de crue :.....175
V.1.2 Différents types des évacuateurs de crue :.....176
V.1.3 Choix de la variante :.....177
V.1.4 Dimensionnement de l'évacuateur de crue :.....178
V.2 Vidange de fond :.....200
V.2.1 Types de vidange de fond :.....200
V.2.2 Choix du type d'ouvrage de vidange de fond:.....200
V.2.3 Calcul hydraulique de la conduite de vidange :.....201
V.3 Prise d'eau :.....203
V.3.1 Types de prises d'eau :.....203
V.3.2 Choix du type de prise d'eau :.....204
V.3.3 Dimensionnement de la prise d'eau :.....204
V.4 Dérivation provisoire :.....206
V.4.1 Succession des travaux :.....206
V.4.2 Choix de la crue de dimensionnement :.....207
V.4.3 Dimensionnement de la dérivation provisoire :.....207
Conclusion :.....208

VI Organisation du chantier

Introduction :.....210
VI.1 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier :.....210
VI.2 Installation du chantier :.....211
VI.2.1 L'accès du chantier :.....211
VI.2.2 Installations destinées au personnel :.....211
VI.2.3 Installations destinées au stockage des matériaux :.....212
VI.2.4 Installations destinées à la réparation des engins :.....212
VI.2.5 Installations pour la préfabrication :.....212

VI.3 Moyens du chantier :.....212
VI.3.1 Moyens humains :.....213
VI.3.2 Moyens matériels :.....213
VI.3.3 Moyens logistiques et organisationnels :.....213
VI.4 Nature et déroulement des travaux à réaliser :.....214
VI.5 La planification des travaux :.....215
VI.5.1 Techniques de planification :.....215
VI.5.2 Composition du projet :.....218
VI.6 Devis estimatif et quantitatif du barrage et des ouvrages annexes :.....220
Conclusion :.....222
Conclusion générale:……..….223

Liste des tableaux

Chapitre II : Etude géologique et géotechnique

Tableau II-1 : Niveaux d'eau mesurés dans les sondages……..18

Tableau II-2 : Suivi piézométrique du sondage Z.S1. 18

Tableau II-3 : Niveaux d'eau mesurés dans les sondages des versants. 19

Tableau II-4 : Suivi piézométrique du sondage Z.S3. 19

Tableau II-5 : Résultats des essais SPT réalisés sur les alluvions de l'Oued. 27

Tableau II-6 : Tableau récapitulatif des essais réalisés sur les blocs de roche.....28

Tableau II-7 : Tableau récapitulatif des puits réalisés dans les zones d'emprunt. 31

Tableau II-8 : Composition granulométrique (valeurs extrêmes et moyennes) du zona A.....33

Tableau II-9 : Tableau récapitulatif des résultats des essais de laboratoire (valeurs extrêmes et moyennes) du zona A. 34

Tableau II-10 : Composition granulométrique (valeurs extrêmes et moyennes) du zona A1.....35

Tableau II-11 : Tableau récapitulatif des résultats des essais de laboratoire (valeurs extrêmes et moyennes) du zona A1. 37

Tableau II-12 : Résultats des analyses granulométriques extrêmes et moyennes des alluvions grossières du zona B2. 38

Tableau II-13 : Résultats des analyses granulométriques extrêmes et moyennes des matériaux fins du zona B2.....38

Tableau II-14 : Tableau récapitulatif des essais réalisés sur les blocs de roche.....41

Chapitre III : Etude hydrologique

Tableau III-1 : Classification du bassin selon l'indice de Gravelius. 46

Tableau III-2 : Répartition des surfaces partielles et cumulées par tranche d'altitude.....49

Tableau III-3 : Détermination d'altitude moyenne. 51

Tableau III-4 : Récapitulatif des altitudes caractéristiques.....51

Tableau III-5 : Longueurs des courbes de niveaux du bassin versant. 52

Tableau III-6 : Détermination de l'indice de pente de roche. 54

Tableau III-7 : Classification de L'O.R.S.T.O.M (type de relief).....55
Tableau III-8 : L'ordre des cours d'eau, le nombre et leurs longueurs.....56
Tableau III-9 : Récapitulatif du temps de concentration. 60
Tableau III-10 : Récapitulatif des caractéristiques du bassin versant.....62
Tableau III-11 : Répartition mensuelle de température. 63
Tableau III-12 : Répartition mensuelle de l'évaporation.....64
Tableau III-13 : Répatition mensuelle dvitesses moyenne du vent. 64
Tableau III-14 : Répartition mensuelle des jours affectés par le sirocco.....64
Tableau III-15 : Les coordonnées de la station pluviométrique de Makouda. 65
Tableau III-16 : Répartition des pluies moyennes mensuelle.....56
Tableau III-17 : Répartition des pluies maximales journalières (1968-2018).....68
Tableau III-18 : Caractéristique de la série des pluies maximales journalières. 69
Tableau III-19 : Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel.....70
Tableau III-20 : Caractéristiques de la loi de Gumbel.....71
Tableau III-21 : Résultat de l'ajustement à la loi de Galton.....72
Tableau III-22 : Caractéristiques de la loi de Galton.....72
Tableau III-23 : Précipitations et les intensités pour les différentes fréquences. 74
Tableau III-24 : Précipitations et les intensités pour les différentes fréquence (suite).....75
Tableau III-25 : Stations hydrométriques de la zone de projet.....77
Tableau III-26 : Répartition mensuelle de l'apport moyen des stations hydrométriques ...78
Tableau III-27 : Récapitulatif des résultats de l'apport moyen. 80
Tableau III-28 : Répartition des apports moyens mensuels.....81
Tableau III-29 : Réduplicatif des résultats de coefficient de variation.....83
Tableau III-30 : Apports fréquentiels. 84
Tableau III-31 : Répartition des apports moyens mensuels de fréquence de 80 %.....85
Tableau III-32 : Réduplicatif des résultats de l'apport solide en suspension. 87
Tableau III-33 : Récapitulatif des résultats des formules empiriques de débit maximal des crues. 89
Tableau III-34 : Résultats d'ajustement des pluies maximales journalières de la station de Makouda.....91
Tableau III-35 : Débits de pointe par la méthode du GRADEX. 93
Tableau III-36 : Coefficients de forme de l'hydrogramme de crue δ (Touaibia, 2004). 94
Tableau III-37 : Valeurs des débits de crues en fonction du temps. 95

Tableau III-38 : Crues de projet recommandées selon CIGB.....96
Tableau III-39 : Caractéristiques topographiques et volumétriques de la retenue. 98
Tableau III-40 : La répartition mensuelle des besoins en eau. 99
Tableau III-41 : Détermination du volume utile du barrage.....100
Tableau III-42 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.....101
Tableau III-43 : Estimation des pertes par évaporation et infiltration.....102
Tableau III-44 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes. 103
Tableau III-45 : Estimation des pertes par évaporation et infiltration pour la deuxième itération.....104
Tableau III-46 : Régularisation saisonnière compte tenu les pertes en évaporation et en infiltration (deuxième itération). 105
Tableau III-47 : Récapitulatif des résultats de calcul. 106
Tableau III-48 : Calcul de la courbe caractéristique du barrage.....109
Tableau III-49 : Calcul pour l'hydrogramme de sortie.....110
Tableau III-50 : Récapitulatif des résultats de la méthode de Muskingum. 111
Tableau III-51 : Récapitulatif du calcul de la revanche.....113
Tableau III-52 : Calcul du tassement du barrage.....114
Tableau III-53 : Calcul de la hauteur du barrage.....115
Tableau III-54 : Calcul de la largeur en crête du barrage.....116
Tableau III-55 : Calcul de volume de la digue pour un b=25m. 118
Tableau III-56 : Coût de la digue.....118
Tableau III-57 : Coordonnées de profil du déversoir pour un b=25m.....120
Tableau III-58 : Coût du déversoir. 121
Tableau III-59 : Coût du canal d'approche.....122
Tableau III-60 : Coût du coursier. 123
Tableau III-61 : Coût total du barrage. 124
Tableau III-62 : Récapitulatif des résultats de l'étude d'optimisation. 125

Chapitre IV : Choix et conception de variante de la digue

Tableau IV-1 : Valeurs indicatives des pentes des talus.....129
Tableau IV-2 : Valeurs du coefficient C.....130
Tableau IV-3 : Epaisseur de l'enrochement et D_{50} des pierres. 131
Tableau IV-4 : Classes de barrages selon sa hauteur et le type de fondation.....135

Tableau IV-5 : Valeurs de gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage.....136
Tableau IV-6 : Coût du barrage en remblai avec noyau central en argile.....141
Tableau IV-7 : Coût du barrage en remblai avec masque en béton armé. 145
Tableau IV-8 : Coût du barrage en terre homogène.....148
Tableau IV-9 : Coût du barrage poids en béton compacté au rouleau (BCR).....151
Tableau IV-10 : Caractéristiques de la digue. 152
Tableau IV-11 : Récapitulatif sur la protection des talus. 155
Tableau IV-12 : Granularité du sol protégé.....155
Tableau IV-13 : Dimensionnement de la clé d'encrage. 158
Tableau IV-14 : Disposition et largeur des bermes. 158
Tableau IV-15 : Coordonnées de la parabole de KOZENY. 160
Tableau IV-16 : Classification des barrages.....162
Tableau IV-17 : Gradient admissible à travers le remblai terreux. 162
Tableau IV-18 : Gradient admissible pour les fondations d'un remblai.....163
Tableau IV-19 : Détermination de coefficient de sécurité. 164
Tableau IV-20 : Coefficient de stabilité admissible des talus (K_{adm}).....166
Tableau IV-21 : Récapitulatif des résultats de stabilité pour différentes cas desollicitation. 173

Chapitre V : Ouvrages annexes

Tableau V-1 : Valeurs des paramètres K et n du profil aval WES.....180
Tableau V-2 : Les résultats du profil aval par la méthode WES. 181
Tableau V-3 : Récapitulatif des résultats extraits de l'abaque. 182
Tableau V-4 : Les résultats du profil amont par la méthode WES.....183
Tableau V-5 : Les coordonnées de la nappe d'eau.....184
Tableau V-6 : Paramètres de calcul à l'entrée du coursier. 191
Tableau V-7 : Calcul de la ligne d'eau dans le coursier.....193
Tableau V-8 : Hauteur des murs bajoyers dans le coursier. 194
Tableau V-9 : Temps de vidange et débits associés pour différents diamètres. 203

VI Organisation du chantier

Tableau VI-1 : Paramètres de la méthode C.P.M. 217
Tableau VI-2 : planification des opérations du chantier (séquence).....219

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I-1 : Site du barrage de Zaouia.....5
Figure I-2 : Bassin versant de l'Oued Stita. 6
Figure I-3 : Vue aérienne de la zone d'étude. 8
Figure I-4: La vallée de l'oued Sébaou ainsi que la confluence de l'oued Stita (sur la rive droite) avec l'oued Sébaou. 8
Figure I-5 : Carte des bassins versants et du réseau hydrographique dans la région du projet.....9

Chapitre II : Etude géologique et géotechnique

Figure II-1 : Carte géologique de la zone d'étude. 14
Figure II-2 : Coupe géologique du site de barrage. 15
Figure II-3 : Carte sismique de l'Algérie selon les R.P.A version 2024. 22
Figure II-4 : Axes de barrage proposés. 23

Chapitre III : Etude hydrologique

Figure III-1 : Carte du bassin versant de l'oued stita (W. Tizi Ouzou).....45
Figure III-2 : Carte des différentes hauteurs du bassin versant. 48
Figure III-3 : Carte des courbes de niveau du bassin versant. 49
Figure III-4 : Courbe hypsométrique et diagramme à bandes des surfaces du bassin versant. 50
Figure III-5 : Carte des pentes du bassin versant.....52
Figure III-6 : Carte de réseau hydrographique du bassin versant. 56
Figure III-7 : Profil en long du cours d'eau principale de l'oued de Stita. 57
Figure III-8 : Histogramme de répartition mensuelle de température. 63
Figure III-9 : Histogramme de répartition mensuelle de l'évaporation. 64
Figure III-10 : Histogramme de répartition des pluies moyennes mensuelle. 65
Figure III-11 : Représentation graphique de la loi de Gumbel. 70
Figure III-12 : Représentation graphique de la loi de Galton. 72

Figure III-13 : Pluies de courtes durées.....76
Figure III-14 : La courbe intensité - durée - fréquence. 76
Figure III-15 : Histogramme de répartition des apports moyens mensuels.....81
Figure III-16 : Histogramme de répartition des apports moyens mensuels de fréquence 80%.....85
Figure III-17 : Principe de la méthode de GRADEX. 90
Figure III-18 : Hydrogrammes des crues probables en fonction du temps. 95
Figure III-19 : Courbe capacité-surface-hauteur. 98
Figure III-20 : Courbe volumétrique. 99
Figure III-21 : Courbe surface-hauteur au-dessus du NNR.....108
Figure III-22 : Courbe caractéristique du barrage. 109
Figure III-23 : Hydrogramme de débit entrant et des débits sortants. 111
Figure III-24 : Fetch de la retenue de Zaouia. 113
Figure III-25 : Profil du déversoir pour un b=25m.....120
Figure III-26 : Coût total du barrage. 124

Chapitre IV : Choix et conception de variante de la digue

Figure IV-1 : Schéma de calcul de la ligne de saturation.....160
Figure IV-2 : Géométrie du profil de la digue.....167
Figure IV-3 : Caractéristiques mécaniques du drain. 167
Figure IV-4 : Caractéristiques mécaniques de la fondation. 168
Figure IV-5 : Caractéristiques mécaniques du noyau. 168
Figure IV-6 : Caractéristiques mécaniques de la recharge. 168
Figure IV-7 : Résultats de la stabilité, cas de fin de construction talus amont (sans séisme). 169
Figure IV-8 : Résultats de la stabilité, cas de fin de construction talus aval (sans séisme). 169
Figure IV-9 : Résultats de la stabilité, cas de fin de construction talus amont (avec séisme). 170
Figure IV-10 : Résultats de la stabilité, cas de fin de construction talus aval (avec séisme). 170
Figure IV-11 : Résultats de la stabilité, cas de fonctionnement normal talus amont (sans séisme). 170

Figure IV-12 : Résultats de la stabilité, cas de fonctionnement normal talus aval (sans séisme). 171
Figure IV-13 : Résultats de la stabilité, cas de fonctionnement normal talus amont (avec séisme). 171
Figure IV-14 : Résultats de la stabilité, cas de fonctionnement normal talus aval (avec séisme). 171
Figure IV-15 : Résultats de la stabilité, cas de vidange rapide talus amont (sans séisme). 172
Figure IV-16 : Résultats de la stabilité, cas de vidange rapide talus aval (sans séisme). 172
Figure IV-17 : Résultats de la stabilité, cas de vidange rapide talus amont (avec séisme).....172
Figure IV-18 : Résultats de la stabilité, cas de vidange rapide talus aval (avec séisme). 173

Chapitre V : Ouvrages annexes

Figure V-1 : Profil en long de l'évacuateur de crue. 178
Figure V-2 : Abaque des paramètres A et B pour le profil amont. 182
Figure V-3 : Profil du déversoir et de la nappe d'eau. 184
Figure V-4 : La ligne d'eau dans le coursier. 192
Figure V-5 : Schéma d'un bassin de dissipation type I. 197
Figure V-6 : Abaque des caractéristiques du bassin USBR type I. 198

VI Organisation du chantier

Figure VI-1 : Forme d'un réseau à flèches. 215
Figure VI-2 : Forme d'un réseau à nœuds. 216
Figure VI-3 : Réseau à nœuds de différentes opérations avec le chemin critique. 220

Liste des annexes

Annexe II.1 : La carte géologique Dellys-Tizi Ouzou.

Annexe II.2 : Emplacement des zones d'emprunt Zaouia.

Annexe II.3 : Tableau récapitulatif des résultats des essais de laboratoire.

Annexe II.4 : Tableau récapitulatif des résultats des essais de laboratoire (valeurs moyennes).

Annexe II.5 : Analyse granulométrique (Zone A).

Annexe II.6 : Analyse granulométrique (Zone A_1).

Annexe II.7 : Analyse granulométrique (Zone B_2).

Annexe II.8 : Diagramme de plasticité (zones A, A_1 et B_2).

Annexe III.1 : Carte du réseau hydroclimatologique et de la surveillance de la qualité des eaux.

Annexe III.2 : La série pluviométrique de la station de MAKOUDA 02.18.05 (1968-2018) ANRH.

Annexe III.3 : Calcul du laminage des crues par la méthode de Muskingam pour les différentes largeurs sélectionnées.

Annexe III.4 : Calcul du volume de la digue pour différentes largeurs.

Liste des planches

Planche 01/06 : Relevé topographique de la cuvette du barrage de Zaouia.

Planche 02/06 : Vue en plan et profil en long de l'évacuateur de crue.

Planche 03/06 : Vue en plan et coupes de la galerie de la DP/VF.

Planche 04/06 : Carte géologique de la cuvette du barrage de Zaouia avec les zones d'emprunt.

Planche 05/06 : Vue en plan du barrage en terre zonée implanté sur le site de Zaouia.

Planche 06/06 : Coupe-type du barrage de Zaouia.

Introduction générale

L’eau constitue un élément vital pour le développement économique, social et environnemental. Cependant, la pression croissante exercée sur les ressources hydriques, aggravée par les effets du changement climatique, accentue les déséquilibres entre les besoins et la disponibilité de cette ressource. La diminution des précipitations, l’irrégularité des régimes hydrologiques et la multiplication des épisodes de sécheresse ou d’inondation rendent la gestion de l’eau de plus en plus complexe.

Face à ces enjeux, la réalisation d’ouvrages de stockage et de régulation tels que les barrages s’impose comme une solution essentielle pour la maîtrise et la valorisation durable des ressources en eau. Ces ouvrages jouent un rôle stratégique dans la satisfaction des besoins en eau potable, en irrigation, en usage industriel ou encore dans la protection contre les crues.

En Algérie, où la répartition géographique et saisonnière des précipitations reste très inégale, la politique nationale de l’eau accorde une place importante à la construction de nouveaux barrages. Ces projets visent à renforcer la capacité de stockage, à réguler les débits et à garantir un approvisionnement fiable des populations et des secteurs productifs. C’est dans ce cadre que s’inscrit le projet du barrage de Zaouïa, implanté sur l’oued Stita, dans la wilaya de Tizi Ouzou. Ce barrage en terre a pour vocation principale d’assurer l’alimentation en eau potable, l’irrigation agricole et la régulation des crues, contribuant ainsi au développement local et à la sécurité hydrique de la région.

Le présent mémoire s’intitule « Étude d’avant-projet détaillé du barrage de Zaouïa ». Il a pour objectif de concevoir un ouvrage en terre répondant aux exigences de sécurité, de stabilité et d’efficacité hydraulique, tout en garantissant une exploitation durable et économique. Une attention particulière a été portée à la comparaison et à l’analyse de différentes variantes de conception de la digue, afin de retenir la solution la plus adaptée aux conditions géologiques, hydrologiques et topographiques du site. Par ailleurs, des variantes d’évacuateur de crues ont également été examinées avant de retenir un type latéral à entonnement frontal, choisi pour sa fiabilité et sa compatibilité avec les caractéristiques du terrain.

Le mémoire s’articule autour de six chapitres complémentaires. Il débute par la présentation de la zone d’étude, incluant son contexte géographique et hydrologique. L’étude géologique et géotechnique permet ensuite de caractériser le sol d’assise et d’évaluer les conditions de

stabilité du futur ouvrage. L'analyse hydrologique du bassin versant fournit les données nécessaires au dimensionnement de la retenue, notamment les apports en eau et les débits de crue. La conception de la digue en terre est abordée à travers une étude de variantes, visant à sélectionner la solution la plus adaptée sur les plans technique et économique. Les ouvrages annexes : évacuateur de crues, vidange de fond, prise d'eau et dérivation provisoire, sont étudiés pour garantir le bon fonctionnement et la sécurité hydraulique du barrage. Enfin, le dernier chapitre traite de l'organisation du chantier, en précisant les moyens humains et matériels mobilisés, ainsi que le devis quantitatif et estimatif du projet.

À travers cette étude, il s'agit de proposer une conception rationnelle, sûre et économiquement viable du barrage de Zaouïa, en intégrant les spécificités du site et les recommandations techniques en vigueur. Ce travail contribue ainsi à la mise en valeur des ressources hydriques de la région et à la consolidation de la politique nationale de gestion durable de l'eau.

CHAPITRE I :

Présentation de la zone d'étude

Introduction

Dans le cadre de la gestion des ressources en eau et du développement régional, les barrages jouent un rôle fondamental, notamment dans les régions à forte pression démographique et agricole. La wilaya de Tizi Ouzou, située dans une zone montagneuse de Kabylie, bénéficie de plusieurs ouvrages hydrauliques destinés à l'alimentation en eau potable, à l'irrigation ainsi qu'à la régulation des crues. En mettant en lumière sur les caractéristiques du barrage de Zaouia, sa situation géographique et hydrographique, ainsi que son importance stratégique pour la région.

I.1 Présentation de la wilaya de TIZI OUZOU

La wilaya de Tizi Ouzou, située au nord de l'Algérie à environ 100 km d'Alger, s'étend sur une superficie de près de 2 958 km². Elle est caractérisée par un relief majoritairement montagneux (94 %), dominé par le massif du Djurdjura, où prend sa source l'Oued Sébaou, principal cours d'eau de la région. Le territoire est découpé en 21 daïras et 67 communes, avec une population estimée à plus d'un million d'habitants et une densité de plus de 310 habitants/km². Bordée au nord par la mer Méditerranée, la wilaya possède un littoral de 70 km, et bénéficie d'un climat méditerranéen humide, avec des précipitations annuelles pouvant dépasser 1 200 mm dans certaines zones. Malgré un potentiel agricole limité (seulement 32 % de terres cultivables), elle dispose d'importantes ressources hydriques, notamment grâce au barrage de Taksebt (175 millions de m³), à plusieurs petits barrages (Ain Zaouia, Draa El Mizan, Tizi-Ghenif, Djebla), ainsi qu'à des forages (55 millions de m³/an) et au captage de sources (9 millions de m³/an). Cette richesse en eau, combinée à un réseau dense de rivières et de sources souterraines, fait de Tizi Ouzou un territoire propice à la réalisation de projets hydrauliques structurants, tels que les barrages, en réponse aux besoins croissants en eau potable, irrigation et régulation des crues.

I.2 Objectif du projet de barrage

Le barrage est destiné à alimenter en eau potable les communes de Makouda, Aït Aïssa Mimoun, Sidi Naâmane, Tizi Ouzou et Mizrana, tout en contribuant au développement agricole des plaines du Sébaou. Cette région est caractérisée par une végétation naturelle peu développée et clairsemée. Cependant les principaux villages et agglomérations sont entourés des terres agricoles riches permettant des cultures maraîchères et de céréales.

I.3 Description du site du barrage

La zone du projet est localisée sur l'Oued Stita, affluent de rive droite de l'Oued Sébaou, le site du barrage est situé à environ 1 km en amont de son confluent avec l'Oued Sébaou et environ 5 km au nord-nord-est de Tizi Ouzou.

La zone proposée pour la réalisation du barrage est une zone de gorge, d'environ 500 m de la longueur, avec des versants escarpés, boisés. En amont de la gorge, la vallée de l'Oued Stita s'ouvre rapidement, formant une cuvette large, avec une couche alluvionnaire importante et fréquents phénomènes d'érosion. Et dans le site du barrage, la cote au niveau du radier est de 65 m NGA, tandis que les altitudes des collines qui dominent la cuvette de la retenue varient de 200 m à 700 m NGA.



Figure I-1 : Site du barrage de Zaouia.

I.4 Présentation du bassin versant

Le site du barrage de Zaouia s'inscrit dans le bassin versant de l'Oued Stita, affluent de rive droite de l'Oued Sébaou, principal cours d'eau de la région de Tizi Ouzou. Le bassin versant du Stita couvre une superficie d'environ 71 km², avec un périmètre de 38 km et une altitude moyenne estimée à 349 m. Il présente une forme allongée, orientée globalement nord-est – sud-ouest, suivant la direction du réseau hydrographique principal. Le relief du bassin est marqué par la présence de versants relativement escarpés dans la zone amont, où l'altitude dépasse 700 m, tandis qu'en aval, la vallée s'élargit progressivement jusqu'à la cote

du radier située à 58 m NGA. Les pentes moyennes varient de 15 % à 30 %, favorisant un ruissellement rapide des eaux de pluie vers le lit principal, surtout lors des épisodes pluvieux intenses caractéristiques du climat méditerranéen. La couverture végétale du bassin est constituée majoritairement de forêts et maquis sur les versants, et de zones agricoles (céréales, maraîchage, oliviers) dans les zones planes. Cette couverture influe sur le coefficient de ruissellement et joue un rôle important dans la régulation hydrologique et la protection contre l'érosion des sols. Le bassin versant de l'Oued Stita se distingue donc par une morphologie montagneuse bien encaissée et des conditions naturelles favorables à la création d'un ouvrage de retenue, permettant la collecte efficace des eaux de ruissellement pour leur stockage et leur régulation.

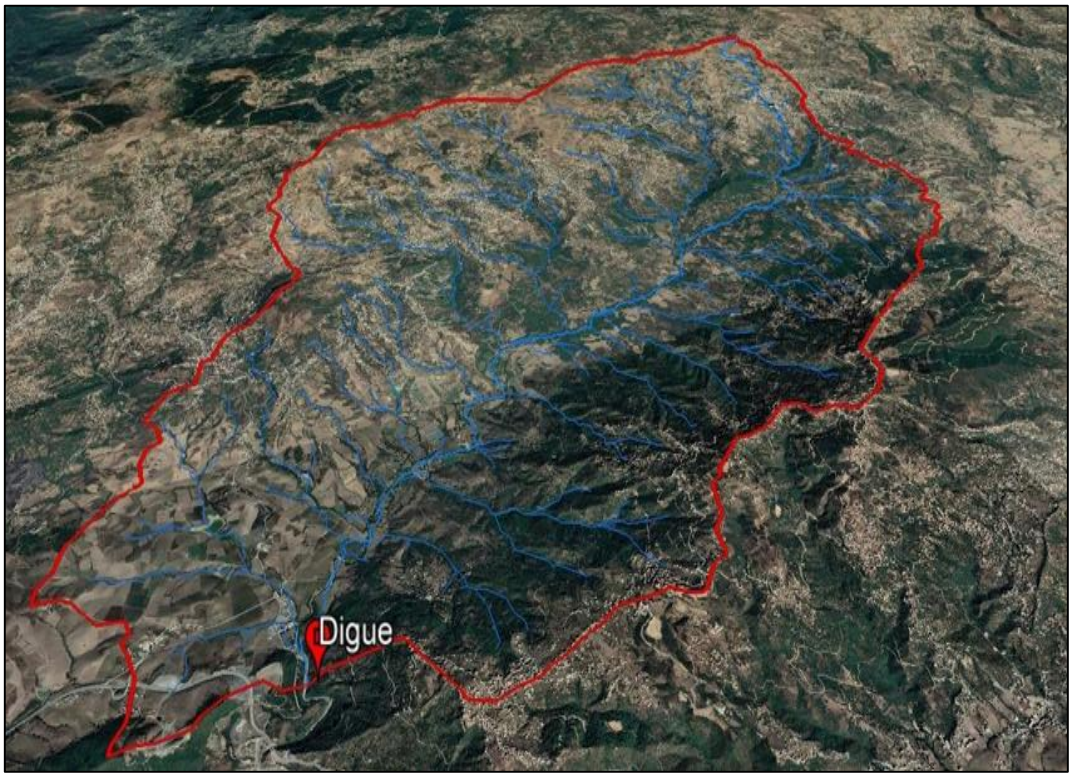


Figure I-2 : Bassin versant de l'Oued Stita.

I.5 Contexte climatique et hydrologique de la région

La région de Tizi Ouzou présente un climat méditerranéen humide, caractérisé par des hivers doux et pluvieux et des étés chauds et secs. Les précipitations, concentrées entre octobre et avril, varient entre 900 et 1 200 mm/an, avec des températures moyennes allant de 10° C à 30° C selon les saisons. Ce régime climatique conditionne directement la recharge des nappes et le fonctionnement hydrologique des oueds de la région. Sur le plan hydrologique, le site du barrage appartient au bassin côtier algérois, dominé par l'Oued Sébaou et ses affluents, dont

l'Oued Stita constitue un sous bassin important. Les écoulements y sont irréguliers et torrentiels, avec de fortes crues en hiver et des étiages marqués en été. Ces conditions, combinées à la morphologie encaissée du site, offrent un potentiel favorable à la création d'un barrage assurant la régulation et le stockage des eaux de ruissellement.

I.6 Contexte géomorphologique et topographique

Le relief autour du site du barrage présente une morphologie typiquement montagneuse, dominée par des pentes modérées à fortes. Les versants de la vallée de l'Oued Stita atteignent des inclinaisons moyennes de 25° à 30°, avec une altitude variante entre 58 m au radier et plus de 700 m sur les crêtes environnantes. Cette configuration topographique favorise la concentration des écoulements et un bon encaissement du site, ce qui constitue une condition géotechnique favorable à l'implantation d'un ouvrage de retenue. Cependant, certaines zones amont présentent des phénomènes d'érosion hydrique visibles, liés à la déforestation et à l'instabilité des sols argilo-schisteux. Ces aspects devront être pris en compte lors de la conception des ouvrages de protection et du traitement des versants.

I.7 Occupation du sol et activités humaine

L'emprise du site du barrage de Zaouia se trouve dans une zone semi naturelle à dominante forestière, couverte principalement de maquis et de formations arbustives typiques du massif kabyle. Les versants sont exploités localement pour des cultures maraîchères, arboricoles et céréalières, souvent en terrasses. Les principales activités économiques des localités voisines (Makouda, Aït Aïssa Mimoun, Sidi Naâmane) reposent sur l'agriculture, l'élevage et le petit commerce. La zone reste cependant marquée par une pression démographique croissante et une urbanisation diffuse, ce qui accentue les besoins en eau potable et renforce l'intérêt stratégique du barrage.

I.8 Situation géographique

Le site prévu pour la réalisation du barrage de Zaouia appartient à la zone du nord-ouest de la Grande Kabylie se situe sur l'oued Stita, dans la commune de Makouda, au nord de la wilaya de Tizi Ouzou. Ce site est localisé à environ 1 km en amont de la confluence avec l'oued Sébaou et à 5 km au nord-nord-est de la ville de Tizi Ouzou. La commune de Makouda est délimitée par les communes de Mizrana au nord, Boudjima à l'est, Sidi Naâmane à l'ouest et Aït Aïssa Mimoun au sud.

La zone potentielle pour la réalisation d'un barrage a les coordonnées Lambert suivantes :

X = 622,2 km. Y = 384,7 km. Z = 65,0 m.

L'accès dans la zone du projet est facile : de Tizi Ouzou prendre la RN 12 vers l'est sur 2 km, puis prendre la RN 72 vers le nord. Un autre accès est sur la CW N°24, longeant la rive droite de l'Oued Sebaou, à partir du pont qui traverse l'Oued Sebaou à Dra Ben Kheda.



Figure I-3 : Vue aérienne de la zone d'étude.



Figure I-4 : La vallée de l'oued Sébaou ainsi que la confluence de l'oued Stita (sur la rive droite) avec l'oued Sébaou.

I.9 Situation hydrographique

L'Oued Stita et le site du barrage de Zaouia sont situés dans le bassin versant nommé Côtiers Algérois. Ce cours d'eau se jette dans l'oued Sébaou l'axe principal du bassin hydrographique de la région, s'écoulant dans une direction nord-est – sud-ouest, et il prend naissance à à la cote 850 m et se déverse dans l'oued Sebaou à 58 m. Ce dernier est alimenté par la confluence des oueds Bousiajh et Ighzer Iguer., et parmi les principaux affluents de l'Oued Stita, on trouve Ighzer Tanekchine, Ighzer Lahouadh, Ighzer Oumalo et Ighzer Tyessiguene, tous situés sur sa rive droite. En revanche, les affluents de la rive gauche sont sont assez petits et souvent non permanents.

La surface du basin de réception est d'environ 71 km^2 dans la zone de l'emplacement du site Zaouïa avec un Périmètre de 38 km, l'altitude moyenne du basin est de 349 m et la longueur de l'oued Stita est de 13,76 km.

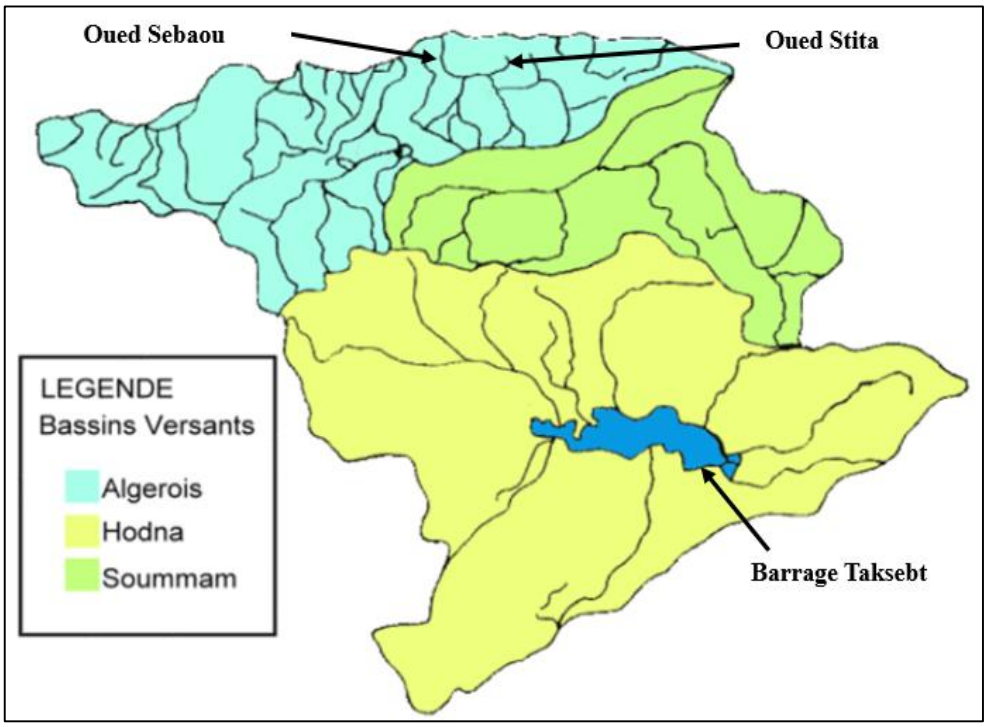


Figure I-4 : Carte des bassins versants et du réseau hydrographique dans la région du projet.

L'apport pluviométrique moyen annuel du bassin hydrographique de la région est estimé à environ 21 milliards de m^3, répartis entre les eaux de surface et les eaux souterraines. Ces ressources constituent un atout majeur pour l'alimentation en eau potable, l'irrigation et le

développement agricole, mais leur gestion reste fortement conditionnée par la variabilité climatique et la topographie montagneuse.

- **Potentialités en eau :**
  - Eaux superficielles : environ 4 300 hm³/an.
  - Eaux souterraines : environ 745 hm³/an.
- **Ouvrages de mobilisation :**
  - Barrages en exploitation : barrage de Taksebt, principal ouvrage de la wilaya, avec une capacité de 175 hm³, barrage d'Ain Zaouia et barrage de Draa El Mizan (Djebla), destinés à l'alimentation en eau potable du Grand Alger et de Tizi Ouzou.
  - Barrages en construction : barrage de Souk N'Thllata et barrage de Sidi Khelifa, destinés à renforcer la disponibilité en eau pour l'irrigation et l'AEP.
  - Retenues collinaires : environ 261 retenues collinaires, totalisant une capacité de 37 hm³.
- **Principaux oueds du bassin hydrographique :**

La wilaya est traversée par plusieurs cours d'eau appartenant aux bassins de l'Algérois, du Hodna et du Soummam, parmi lesquels :

- Oued Sébaou (97 km).
- Oued Isser (114 km).
- Oued Soummam (159 km).
- Oued Mazafran (96 km).
- Oued El Harrach (59 km).
- Oued K'sob (84 km).
- Oued El Ham (110 km).
- Oued Bousellam (68 km).
- Oued Ziene (54 km).

Et plusieurs autres affluents secondaires contribuant au réseau hydrographique dense de la région.

- **Réseau d'observation hydrologique :**
  - Stations pluviométriques : 111.
  - Stations hydrométriques : 58.

I.10 Aspects socio-économiques et environnementaux

La mise en œuvre du barrage de Zaouia apportera des retombées positives importantes pour la région :

- Amélioration de l'approvisionnement en eau potable des communes riveraines.
- Soutien au développement agricole par l'irrigation maîtrisée.
- Réduction des risques d'inondations en aval, notamment dans la plaine du Sébaou.

Sur le plan environnemental, le projet nécessite toutefois une attention particulière quant à :

- La préservation des forêts et des zones naturelles sensibles.
- La relocation éventuelle de quelques habitations ou terres agricoles en zone d'emprise.
- La surveillance de la qualité des eaux durant le chantier et l'exploitation.

Ces mesures sont essentielles pour assurer la durabilité du projet et sa compatibilité avec les politiques de gestion intégrée des ressources en eau.

Conclusion

La zone d'étude du barrage de Zaouia, située au nord de la wilaya de Tizi Ouzou, présente des conditions naturelles, morphologiques et climatiques très favorables à l'implantation d'un ouvrage hydraulique de grande envergure. L'analyse géographique, hydrologique et socio-économique démontre la pertinence du choix du site, tant du point de vue technique que stratégique. Ce barrage contribuera à renforcer la sécurité hydrique de la région et à soutenir le développement local, tout en s'intégrant harmonieusement dans le cadre environnemental de la Kabylie.

CHAPITRE II :

Etude géologique et géotechnique

Introduction

L'étude géologique et géotechnique du site du barrage de Zaouia, a pour objectif principal de fournir les éléments techniques nécessaires à une conception adaptée aux spécificités du site. Elle vise à évaluer la stabilité de la zone de fondation, l'étanchéité de la cuvette et la stabilité de ses versants, tout en identifiant et caractérisant les matériaux utilisables localement, notamment dans la vallée de l'oued Stita.

II.1 Géologie régionale

La zone du site du barrage Zaouia et de sa cuvette fait partie de la région Dellys-Tizi Ouzou, l'aire d'occurrences de plusieurs unités appartenant aux formations post-nappes et synchro-nappes, ainsi qu'au Socle Kabyle.

Dans le sud-est de cette région, les formations du Socle Kabyle sont illustrées par la série du Djebel Aissa Mimoun, composée de schistes, grauwackes, tufs rhyolitiques et albitophyres, ainsi que par la série satinée du Djebel Belloua, qui se compose de micaschistes et de cipollines.

Le massif cristallin, où se trouve le barrage de Zaouia, fait partie de l'extrémité occidentale de la série du Djebel Aissa Mimoun. En se dirigeant vers l'ouest, on observe d'autres formations du Socle Kabyle, telles que la série écrasée de Sidi Ali bou Nab composée de blastomylonites et le Granite de Sidi Ali bou Nab.

Plus au nord, des terrains sédimentaires des formations post-nappes du Miocène apparaissent, avec des marnes et des grès du Langhien-Serravallien, ainsi que des marnes et des conglomérats du Burdigalien terminal. La cuvette de la retenue Zaouia repose ainsi sur des marnes du Langhien-Serravallien, connues sous le nom d'argilites calcaires grises et peu résistantes.

Encore plus au nord, les formations synchro-nappes, qui ont été charriées, incluent :

- Unité numidienne (comprenant des grès numidiens, aquitaniens et des argiles sous-numidiennes oligocènes).

- Unité tellienne de Dellys (composée de marnes et de biomicrites en plaquettes).

- Unité d'Afir-Azeffoun (qui comprend du flysh gréso-micacé du Lutétien supérieur-Stampien et du flysh argilo-calcaro-microbréchique du Turono-Sénonien).

La composition géologique de cette région, classée de la plus profonde à la plus élevée, comprend :

- Le socle Kabyle.
- L'Oligo-Miocène Kabyle.
- Les unités à faciès flysch d'Afir-Azeffoun.
- L'unité tellienne de Dellys.
- La formation numidienne.
- Les olistostromes et klippes sédimentaires.
- Le Néogène post-nappes.

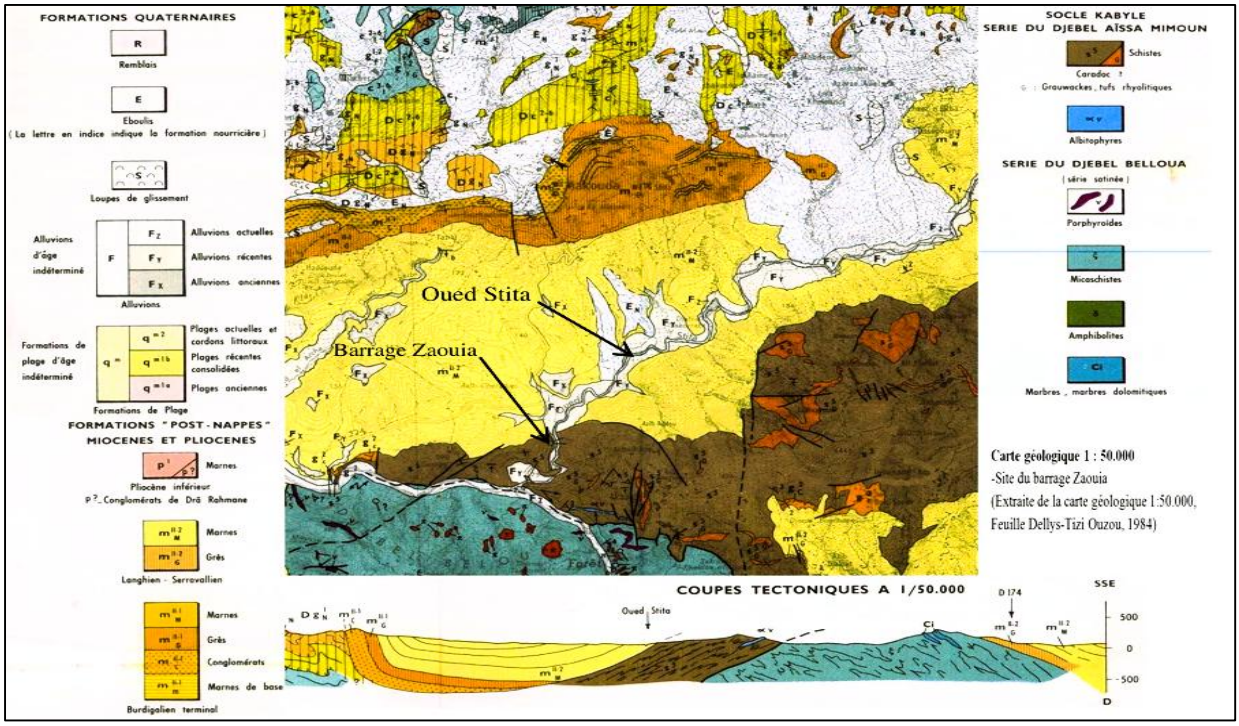


Figure II-1 : Carte géologique de la zone d'étude.

II.1.1 Géologie du site de barrage

Le site du barrage de Zaouïa se situe dans des formations géologiques récentes (Miocène), composées principalement de grès et marnes sur la rive droite, tandis que des schistes sur la rive gauche. Ces roches sont recouvertes par des dépôts meubles d'origine diverse : alluvions récentes dans les vallées, colluvions sur les versants, et parfois des éboulis ou zones instables.

Les alluvions de l'oued sont formées de graviers et galets mélangés à du sable, reposant sur une couche plus imperméable de limons argileux. Des sondages ont révélé la présence de grès en profondeur, sous ces dépôts. Les colluvions, qui recouvrent souvent les roches en place, sont

constituées de blocs schisteux et de fragments rocheux dans une matrice argileuse, avec des épaisseurs variables.

Le substratum rocheux est principalement composé de schistes métamorphiques, masqués en grande partie par les dépôts récents. Ces schistes, fracturés et altérés, affleurent localement, notamment sur la rive droite. Leur schistosité et leur fracturation sont marquées, avec des orientations variées et des pendages généralement forts.

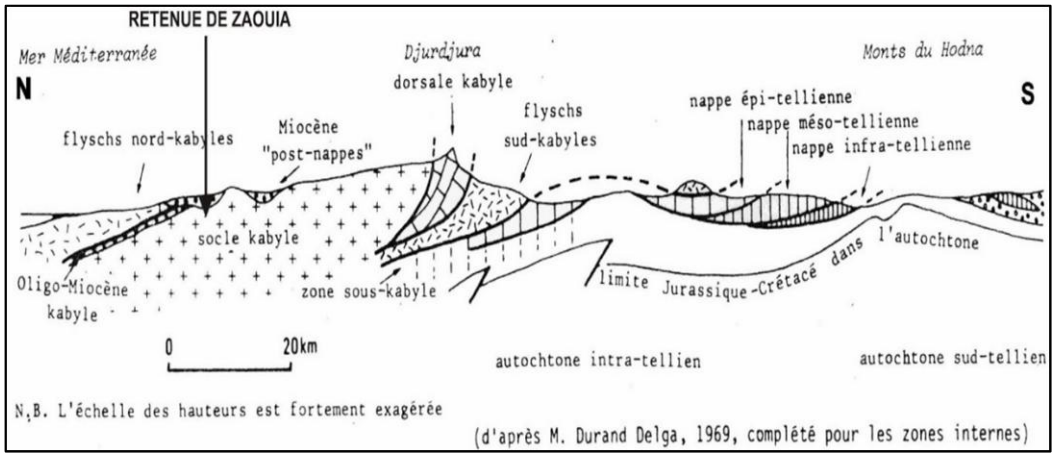


Figure II-2 : Coupe géologique du site de barrage.

II.1.2 Géologie de la cuvette

La cuvette de la retenue s'étend sur environ 5,5 km le long de l'Oued Stita, avec une largeur de 1,5 à 2 km dans sa partie aval. Ce site, situé près de la vallée du Sebaou, est favorable pour le stockage par refoulement des eaux.

II.1.2.1 Substratum antequaternaire

La retenue se situe principalement dans des terrains néogènes post-nappes du Langhien-Serravallien, qui recouvre discordamment la série du Djebel Aissa Mimoun.

- **Les schistes de la série du Djebel Aissa-Mimoun :**

Cette formation métamorphique se compose principalement de schistes brun-verdâtre friables, contenant également des intercalations de tufs rhyolitiques et, localement, des fossiles. De plus, la série repose tectoniquement sur les schistes satinés par l'intermédiaire d'une zone broyée. Elle présente des plis d'axe est-ouest et est affectée par plusieurs systèmes de fractures, ce qui souligne la complexité de sa structure.

- **Le Néogène post-nappes :**

Représenté par des marnes du Langhien-Serravallien, ce dépôt remplit le synclinal de l'Oued Stita-Tadmait. En outre, la série marneuse contient des microfossiles caractéristiques et montre des signes de diminution progressive de la profondeur du bassin. Ces marnes, décrites comme des argilites calcaires de faible résistance, constituent donc l'essentiel du substratum de la cuvette.

II.1.2.2 Couverture quaternaire et phénomènes superficiels

- **Alluvions et terrasses :**

La vallée contient divers dépôts alluviaux récents et anciens, où les alluvions actuelles du lit mineur sont composées de galets et de graviers, tandis que les terrasses présentent des limons argileux avec des intercalations sableuses. Par ailleurs, une large zone d'épandage alluvio-colluvial caractérise la rive droite. Les études géophysiques ont également permis d'évaluer l'épaisseur des alluvions et leur faible potentiel hydrogéologique.

- **Colluvions et dépôts de pentes :**

Les versants sont recouverts de colluvions dont les caractéristiques varient selon la roche mère; par exemple, sur schistes, elles sont argileuses et colorées en rouge-brun, tandis que sur marnes, elles sont plus claires. En outre, des zones d'éboulis sont localisées, notamment en rive droite, issues principalement des formations burdigaliennes et numidiennes.

II.1.2.3 Étanchéité et stabilité de la cuvette

L'ensemble de la cuvette, formée principalement de marnes imperméables, présente de bonnes conditions d'étanchéité. Bien qu'il existe quelques affleurements de roches métamorphiques et de calcaires, ceux-ci ne semblent pas poser de problèmes majeurs de fuites. Alors que les versants, de pentes modérées, montrent localement des phénomènes d'érosion et de petits glissements superficiels, aucun problème majeur de stabilité n'a été identifié. Cependant, l'envasement futur de la retenue constitue une préoccupation importante, nécessitant une attention continue.

II.1.3 Géologie du bassin versant

Les formations qui participent à la constitution de l’ensemble géologique de la zone du bassin versant de l’Oued Stita sont représentées par des schistes de la série du Djebel Aïssa Mimoun, appartenant au socle kabyle, des olistostromes provenant de l’unité d’Afir-Azzefoun

(localement couvertes par des grés numidiens) et par les formations miocènes post-nappes, comme il suit :

- Les schistes de la série du Djebel Aïssa Mimoun.
- Olistostromes (ou argiles à blocs).
- La formation numidienne.
- Le Néogène post-nappes.
    - Le Burdigalien terminal
    - Le Langhien-Serravallien

II.1.4 Hydrogéologie

Le site du barrage est caractérisé par deux types de nappes aquifères : la nappe des alluvions dont le sommet oscille périodiquement sous le lit majeur de l'oued et les nappes des versants qui se présentent principalement en nappes de fissures et dans les zones perméables, altérées des terrains imperméables.

Les caractéristiques des nappes ont été établies à partir des mesures de niveaux d'eau relevées durant les opérations de forage ou immédiatement après leur achèvement, ainsi que des données piézométriques obtenues dans les sondages Z.S1 et Z.S3, équipés de piézomètres.

II.1.4.1 Description des nappes

- **Nappe des alluvions :**

Les investigations menées lors de la campagne de reconnaissance géotechnique ont permis d'observer la présence d'une nappe phréatique contenue dans les alluvions du fond de vallée. Les niveaux d'eau mesurés au cours des différents sondages montrent une forte variabilité spatiale et temporelle, traduisant l'hétérogénéité des matériaux constituant ces dépôts.

Les relevés effectués lors des forages indiquent que le niveau d'eau varie sensiblement d'un point à un autre, avec des profondeurs comprises entre 0,5 m et 9 m, correspondant à des cotes situées entre 56,73 m et 63,81 m.

Cette dispersion suggère que les alluvions ne forment pas une nappe continue et homogène, mais plutôt plusieurs lentilles aquifères discontinues, influencées par la nature lithologique et la perméabilité variable des dépôts.

Tableau II-1 : Niveaux d'eau mesurés dans les sondages.

Sondage	Date de forage	Cote terrain (m)	Profondeur du niveau d'eau (m)	Remarques
Z.S1	05.2003 / 11–12.2003	64,51	0,7* / 3,2**	*Essai Lefranc mai 2003 / **Essai Lugeon déc. 2003
Z.S2	08–09.2003	61,13	0,5 à 0,7	Niveau stable
Z.S7	08–09.2004	65,73	9,00	Niveau très profond sous le fond de vallée

Afin de suivre les fluctuations saisonnières de la nappe, le sondage Z.S1 a été équipé d'un piézomètre, dont les mesures réalisées sur plusieurs mois montrent une baisse progressive du niveau d'eau en période sèche. Ces variations témoignent de la sensibilité de la nappe aux précipitations et au régime de l'oued, nécessitant un suivi continu sur un cycle hydrologique complet.

Tableau II-2 : Suivi piézométrique du sondage Z.S1.

Période d'observation	Profondeur d'eau (m)	Cote du niveau d'eau (m)
14.01.2004 – 10.03.2004	2,0	62,51
17.03.2004 – 24.03.2004	2,5	62,01
31.03.2004 – 07.04.2004	3,0	61,51
14.04.2004 – 26.05.2004	4,0	60,51
02.06.2004 – 15.09.2004	4,5	60,01

- **Nappe des versants :**

Les niveaux d'eau relevés montrent une forte variabilité spatiale, aussi bien entre les rives qu'à l'intérieur d'un même versant. Cette irrégularité est attribuée à la nature fissurée du substratum rocheux et au caractère discontinu de la nappe, qui circule principalement dans les fissures et discontinuités du massif**.**

Tableau II-3 : Niveaux d'eau mesurés dans les sondages des versants.

Localisation	Sondage	Date de forage	Cote terrain (m)	Profondeur du niveau d'eau (m)	Cote du niveau d'eau (m)
Rive gauche	Z.S3	7.2004	109,37	21,0	88,37
	Z.S4	05–06.2004	77,35	17,0	60,35
Rive droite	Z.S5	01–04.2004	79,26	17,3	61,96
	Z.S6 bis	02–05.2004	94,51	7,2	87,31
	Z.S6	1.2004	98,80	7,1	91,70

Le report de ces niveaux sur la coupe hydrogéologique montre une grande dispersion des cotes piézométriques, ce qui traduit un comportement irrégulier des nappes de versant. Cette disparité est due à l'absence de mesures stabilisées, au décalage temporel entre les forages, ainsi qu'à la variabilité lithologique et structurale du massif.

Afin d'apprécier la dynamique de la nappe de versant, un suivi piézométrique a été réalisé sur le sondage Z.S3 pendant la période estivale. Les mesures sont présentées ci-dessous :

Tableau II-4 : Suivi piézométrique du sondage Z.S3.

Période d'observation	Profondeur d'eau (m)	Cote du niveau d'eau (m)
14.01.2004 – 10.03.2004	2,0	62,51
17.03.2004 – 24.03.2004	2,5	62,01
31.03.2004 – 07.04.2004	3,0	61,51
14.04.2004 – 26.05.2004	4,0	60,51
02.06.2004 – 15.09.2004	4,5	60,01

II.1.4.2 Perméabilité des terrains

- **Alluvions :**

Les essais Lefranc réalisés dans les sondages Z.S1**,** Z.S2 et Z.S7 montrent une perméabilité globalement faible à moyenne, variant entre 2,9 × 10^{-8} m/s et 6,7 × 10^{-5} m/s**.** Les alluvions fines, constituées de limons argileux et de sables fins, présentent des valeurs faibles de perméabilité (autour de 4,6 × 10^{-7} m/s), tandis que les niveaux plus grossiers à dominante graveleuse ou sableuse affichent des valeurs plus élevées (jusqu'à 2,3 × 10^{-5} m/s).

Cette hétérogénéité traduit une alternance verticale de couches perméables et imperméables, typique des dépôts alluvionnaires de fond de vallée.

- **Colluvions :**

Les colluvions, qui constituent des dépôts meubles situés en surface sur les versants, n'ont pas fait l'objet d'essais directs de perméabilité. Cependant, leur composition hétérogène (mélange de limons, sables et débris rocheux) permet d'estimer une perméabilité de l'ordre de 10^{-5} à 10^{-6} m/s**.**

Ces matériaux, localement instables et poreux, seront décapés lors de la préparation de la fondation du barrage afin d'éviter toute infiltration ou perte d'eau dans la digue.

- **Substratum rocheux :**

La perméabilité du substratum a été déterminée à partir des essais Lugeon effectués sur plusieurs sondages des deux rives et du fond de vallée. Les valeurs mesurées varient de 0,85 à 11,44 unités Lugeon (UL), indiquant un massif globalement faiblement à moyennement fissuré, mais présentant localement des zones plus perméables, notamment sur la rive droite**.**

Les valeurs moyennes par secteur montrent une perméabilité plus faible dans la vallée (≈1,1 UL) et plus élevée sur les rives (≈3 à 5 UL).

Cette distribution justifie la mise en place d'un voile d'injection unifilaire sous la digue, complété localement par un traitement bifilaire ou trifilaire dans les zones affectées par des discontinuités tectoniques.

II.2 Cadre tectonique de la région

Le Nord-Ouest de la Grande Kabylie est une région marquée par des empilements de nappes tectoniques, où des unités géologiques d'origines différentes se superposent, comme dans la zone d'Afir. Quatre unités principales y sont identifiées, recouvertes par des dépôts numidiens. Ces structures ont été déformées par des phases tectoniques ultérieures, affectant même les sédiments du Miocène. Les relations entre les unités charriées, les olistostromes et le socle kabyle font l'objet de plusieurs hypothèses, certaines suggérant un enfoncement des nappes sous le socle. Le Miocène « post-nappes » montre des plis et des failles, avec des styles de déformation variés (cassants ou souples) selon les massifs. Des mouvements tectoniques récents (post-Pliocène) ont provoqué des soulèvements régionaux et influencé le réseau

hydrographique, partiellement hérité d'un système antérieur. L'ensemble témoigne d'une histoire géologique complexe, combinant charriages, déformations et réactivations tardives.

II.2.1 Séismicité

Le nord de l'Algérie, soumis à une forte activité sismique due à l'interaction entre les plaques africaine et européenne ainsi que des mouvements internes de la plaque africaine. Selon Le Règlement Parasismique Algérien version 2024 (RPA 2024) introduit une nouvelle classification du territoire national selon le niveau d'aléa sismique.
Cette classification repose sur plusieurs critères, notamment : l'intensité et la fréquence attendue des séismes, la proximité des failles actives et les effets de site liés à la nature du sol.

Contrairement à l'ancienne version (RPA 99 modifié 2003) qui distinguait quatre zones, la nouvelle réglementation établit désormais sept zones sismiques (de 0 à VI), offrant une approche plus fine et réaliste de la répartition du risque.

- **Classification des zones sismiques selon le RPA 2024 :**

- Zone 0 : Sismicité négligeable, activité sismique quasi nulle, risque de dommages très faibles.

- Zone I : Sismicité faible, faibles accélérations horizontales, exigences parasismiques limitées.

- Zone II : Sismicité modérée, nécessité d'un dimensionnement parasismique adapté.

- Zone III : Sismicité moyenne à marquer, accélérations plus importantes, conception renforcée.

- Zone IV : Sismicité élevée, les ouvrages doivent résister à des secousses significatives.

- Zone V : Très forte sismicité, zones proches des grandes failles actives, niveaux d'accélération élevés.

- Zone VI : Sismicité maximale, régions exposées aux séismes destructeurs, avec des accélérations de calcul pouvant atteindre 0,40 g ou plus, après correction par les coefficients de site et d'importance.

Cette nouvelle approche renforce les exigences de conception parasismique, en intégrant des paramètres additionnels tels que : le facteur d'importance de l'ouvrage, le coefficient de site et le coefficient de comportement. Afin d'assurer une meilleure prise en compte des conditions locales et de la vulnérabilité structurelle.

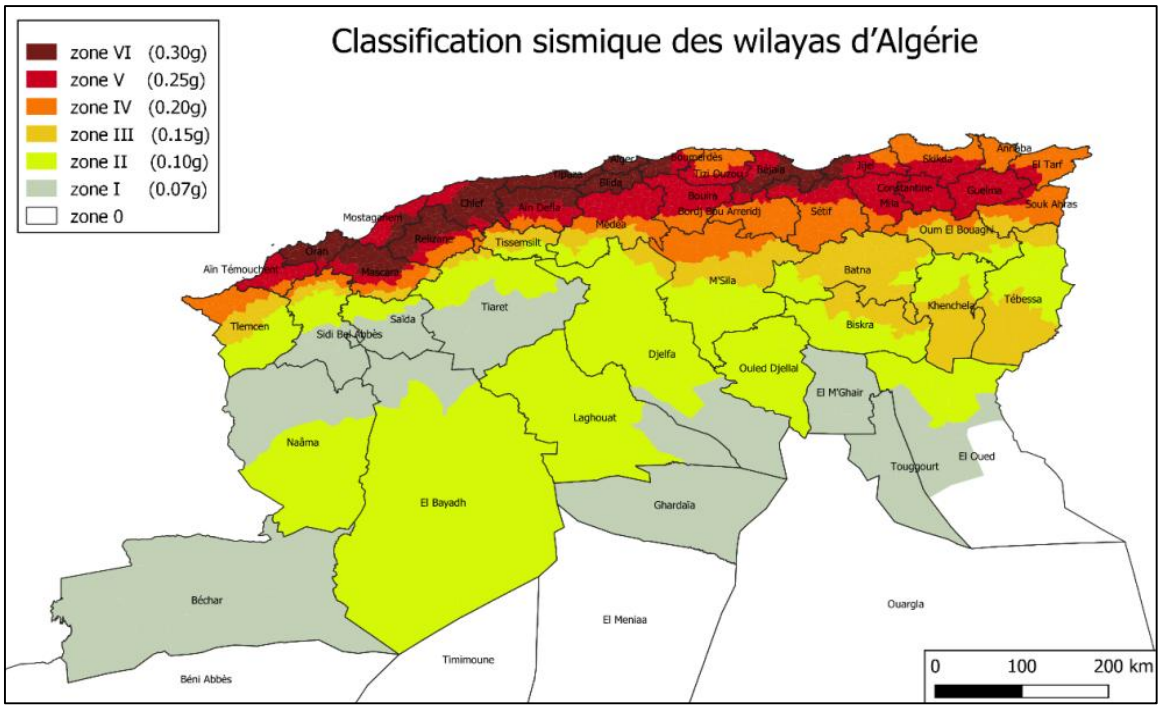


Figure II-3 : Carte sismique de l'Algérie selon les R.P.A version 2024.

Le site du barrage de Zaouïa, situé dans la wilaya de Tizi Ouzou, appartient à la zone IV, correspondant à une sismicité élevée. La valeur réglementaire de l'accélération horizontale de calcul pour cette zone est fixée à 0,24 g, tandis que l'accélération verticale est estimée à 0,22 g.

II.3 Travaux de reconnaissance

II.3.1 Axes de barrage proposés

L'analyse de site a permis de proposer deux axes potentiels pour le barrage, considérés comme morphologiquement adaptés et situés dans une zone présentant le plus fort étranglement topographique sur une longueur de 150 mètres dans l'extension de la vallée intégrée au site.

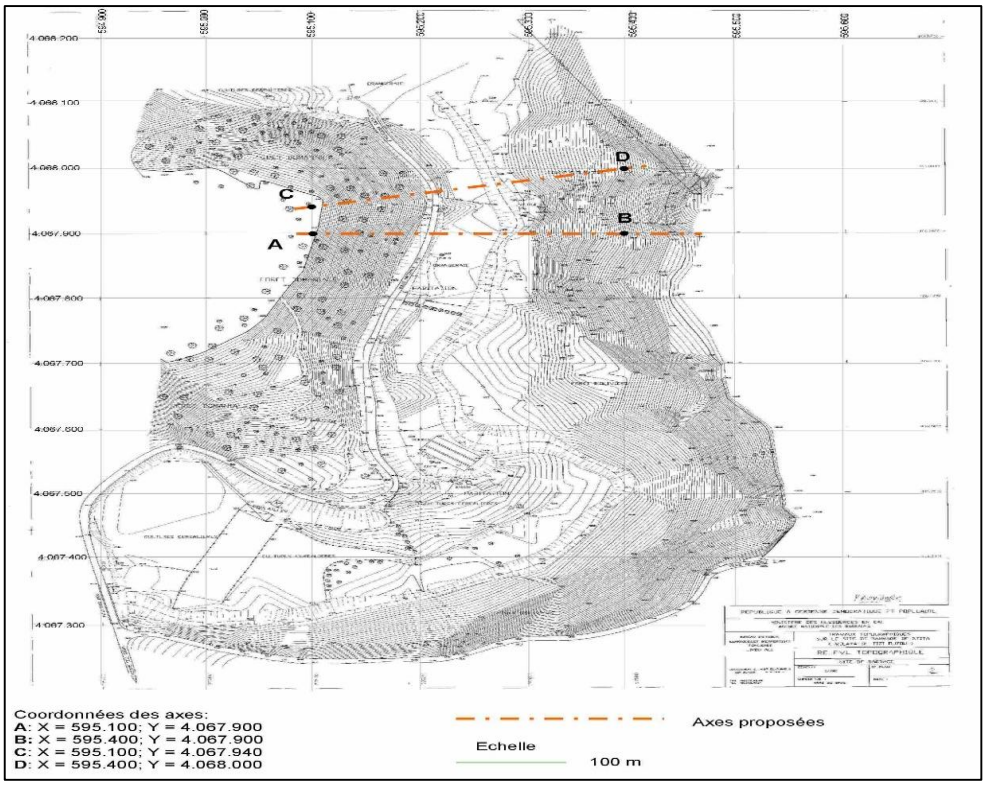


Figure II-4 : Axes de barrage proposés.

Conformément au programme de reconnaissance, l'étude du site a été réalisée en deux phases :

Phase 1 :

- Levé géologique de surface, échelle 1:1000.
- Investigations géophysiques (sismiques et électriques) sur les deux axes du barrage.
- 2 (deux) sondages carottés de référence (un sondage sur chaque axe), dans le fond de la vallée.
- 8 (huit) puits (4 sur chaque versant).

À l'issue de cette phase, un seul axe a été retenu pour être étudié dans la deuxième phase de la campagne de reconnaissance.

Phase 2 :

Les travaux de reconnaissance à exécuter sur l'axe le plus favorable :

- Investigations géophysiques (sismiques et électriques) sur les axes du batardeau amont, de la dérivation provisoire et de l'évacuateur des crues.

- 4 (quatre) sondages carottés (verticaux) de 50 m de profondeur, dans l'axe du barrage sur les deux appuis, avec des essais spécifiques (S.P.T., Lefranc et Lugeon).
- 1 (un) sondage carotté (vertical) de 30 m de profondeur au pied aval (si l'axe aval sera choisi) ou dans l'axe du batardeau amont (si l'axe amont sera choisi).
- 4 (quatre) tranchées (deux sur chaque appui, suivant la direction de l'axe de barrage).
- Prélèvement d'échantillons remaniés et intacts.
- Réalisation d'essais géotechniques en laboratoire.

II.3.2 Phase 1

II.3.2.1 Sondages carottés

Dans la première phase de la campagne de reconnaissance 4 (quatre) sondages carottés ont été réalisés, totalisant 147 m de longueur, en tenant compte des prolongements effectués sur un même point.

La cadence exécution des sondages de la première phase est présentée ci-après :

- Le sondage Z.S1 de 27 m de longueur.
- Le sondage Z.S2 de 50 m de longueur.
- Le sondage Z.S1bis qui constitue un prolongement du sondage Z.S1, a atteint 50 m de profondeur (dont 27 m forés en méthode destructive et 23 m carottés).
- Le sondage Z.S6 de 20 m de longueur.

Dans les trois sondages carottés 5 essais SPT, 6 essais Lefranc et 9 essais Lugeon ont été réalisés.

II.3.2.2 Prospections géophysiques

Conformément au programme de reconnaissance, chaque axe proposé a fait l'objet d'un profil de sismique réfraction au marteau et de six sondages électriques. Ces investigations visaient à déterminer l'épaisseur des dépôts alluvionnaires et colluvionnaires, ainsi que la profondeur de la zone altérée du substratum rocheux.

Deux profils de sondages électriques ont été implantés, chacun comprenant six points de mesure, soit un total de douze sondages. L'espacement entre ces points variait entre 45 et 70 mètres. Avec une configuration de ligne AB de 200 mètres, la profondeur d'investigation obtenue se situait entre 35 et 50 mètres.

La prospection sismique, quant à elle, a été menée selon la méthode de réfraction, en utilisant des bases sismiques de 86 mètres de longueur, ce qui a permis d'atteindre des profondeurs d'investigation comprises entre 35 et 40 mètres. Les bases étaient espacées de 45 à 70 mètres et positionnées aux mêmes emplacements que les sondages électriques.

II.3.2.3 Choix de l'axe

À la suite de l'analyse des résultats obtenus à la fin de la première phase de reconnaissance, l'axe I (A–B), situé en aval, a été considéré comme plus avantageux par rapport à l'axe II (C–D), localisé en amont.

Même si les conditions géologiques sont similaires sur les deux axes, ce sont les caractéristiques morphologiques qui ont fait la différence :

- Les versants le long de l'axe I présentent des pentes plus régulières et homogènes.
- Cet emplacement permet également d'implanter un barrage de grande largeur, adapté à une structure en terre homogène avec des pentes douces.

De plus, l'axe I dispose d'une meilleure couverture en données géophysiques. Le profil P1, destiné aux investigations, a été réalisé à proximité immédiate de cet axe, fournissant des informations précises et fiables. En revanche, le profil P2, censé concerner l'axe II (C–D), a été implanté plus en aval, à une distance de 25 à 40 mètres, limitant ainsi la pertinence des données pour cet emplacement.

II.3.3 Phase 2

II.3.3.1 Sondages carottés

Les sondages carottés de la deuxième phase de la campagne de reconnaissance ont été implantés sur l'axe I (A – B), comme il suit :

- Z.S3 et Z.S4, de 50 m de longueur, en rive gauche.
- Z.S5 et Z.S6bis, de 50 m de longueur, en rive droite.
- Z.S7, de 30 m de longueur, dans la vallée au pied de la rive gauche.

La notation d'un sondage avec "bis" (pour Z. S6bis) a été utilisée pour garder la numération donnée dans le programme de reconnaissance, du fait qu'un sondage Z.S6 a été réalisé dans la phase 1.

Les sondages de la deuxième phase, totalisant 230 m de longueur, et dans les 5 sondages de la phase 2, 9 essais Lefranc et 29 essais Lugeon ont été réalisés.

II.3.3.2 Tranchées

Les 4 tranchées programmées être réalisées dans l'axe du barrage choisi, n'ont pas été exécutées jusqu'à l'achèvement des sondages carottés à cause des difficultés accès sur les versants boises, à forte pente, avec une pelle mécanique. Ça reste la réalisation de ces tranchées essentielle pour permettre une observation détaillée des caractéristiques de la couverture colluviale et de la roche altérée, des éléments qui n'ont pas été suffisamment mis en évidence par les sondages carottés.

II.3.3.3 Prospections géophysiques

Les prospections géophysiques programmées dans la phase 2, incluant les profils sismiques de réfraction et les sondages électriques le long des axes des ouvrages, n'ont pas pu être réalisées en raison de la faible fiabilité de ces méthodes dans des formations fortement altérées et tectonisées.

L'utilisation de méthodes géophysiques plus avancées, telles que l'électromagnétisme de type V.L.F., l'imagerie électrique et les traînes électriques, aurait permis d'accélérer l'achèvement de l'étude. Toutefois, ces techniques seront recommandées afin de mieux caractériser les formations.

II.3.4 Puits dans les zones d'emprunt

Dans les zones d'emprunt, situées dans la cuvette de la retenue, 11 puits à la pelle mécanique ont été creusés, de 2,50 m à 4,00 m de profondeur, totalisant 40 m environ.

Dans ces puits, 21 échantillons remaniés ont été prélevés pour des essais au laboratoire, qui comprenaient le programme suivant :

- 17 essais d'identification.
- 8 essais de compactage.
- 8 essais de cisaillement en boîte et 2 essais triaxiaux.
- 4 essais œdométriques.
- 9 essais de résistance à la compression simple (pour les matériaux rocheux).
- 6 analyses chimiques (dont 2 sur l'eau).
- 5 analyses minéralogiques.

II.4 Caractéristiques géotechniques des terrains de fondations

Les caractéristiques géotechniques des terrains de fondations, ont été appréciées sur la base des observations faites sur les carottes récupérées par les sondages réalisés, en corrélation avec les résultats de la prospection géophysique et des essais in situ (S.P.T.) et de laboratoire.

II.4.1 Caractéristiques des alluvions

Les alluvions de l'Oued ont été testées in situ par quelques essais S.P.T., dont les résultats sont présentés ci-après :

Tableau II-5 : Résultats des essais SPT réalisés sur les alluvions de l'Oued.

Sondage	Profondeur d'essai (m)	Nombre de coups				Description du sol
		Anchorage	Essai		N	
		No	N1	N2		
Z.S1	2	6	9	11	20	Limon sableux-argileux
	4	5	6	10	16	Sable moyen
	6	7	10	13	23	Sable limoneux
	9	4	8	11	19	Limon argileux
Z.S2	3	3	3	3	6	Argile limoneuse
Z.S7	2,5	8	12	15	27	Argile sableuse

Selon les classifications de Terzaghi et Peck, les sols cohérents (argiles et limons) présentent généralement une consistance très raide (N = 15 à 30), avec quelques valeurs correspondant à une consistance moyenne (N = 4 à 8). Les sables testés affichent une compacité moyenne à dense (N = 10 à 30).

Les prospections sismiques ont permis de distinguer deux niveaux dans les alluvions :

- Premier, avec des vitesses de propagation des ondes entre 900 et 1200 m/s.
- Second, plus dense et probablement sous-nappes, avec des vitesses de 1400 à 1600 m/s.

Les mesures électriques confirment cette stratification :

- Première couche de résistivité variant entre 30 et 100 ohm.m.
- Seconde couche plus résistive, entre 120 et 180 ohm.m.

L'analyse des échantillons prélevés, associée aux résultats S.P.T., montre que les alluvions ne présentent pas un comportement susceptible de provoquer une perte brutale de résistance sous sollicitation. Ce type de comportement se rencontre surtout dans des matériaux à granulométrie uniforme (Cu<10), constitués de sables fins ou de silts (D50<2 mm).

Dans le cas d'une conservation partielle des alluvions sous les recharges d'un éventuel barrage en terre, la couche superficielle constituée de limons sableux et argileux sur une épaisseur de 3 à 5 m devra être préalablement décapée afin d'assurer une fondation homogène et stable.

II.4.2 Caractéristiques du substratum

Les schistes paléozoïques formant le substratum du site sont des roches fortement tectonisées, caractérisées par un plissement intense, des fractures nombreuses et une foliation marquée. Ces conditions géologiques ont rendu les forages carottés particulièrement difficiles, avec un taux de récupération des carottes très faible (RQD souvent inférieur à 20 % et proche de 0 % dans plusieurs cas).

En raison de ces faibles récupérations, peu d'essais en laboratoire ont pu être réalisés. Toutefois, trois échantillons de schiste prélevés dans la zone d'affleurement de la rive droite, ont donné les résultats suivants :

Tableau II-6 : Tableau récapitulatif des essais réalisés sur les blocs de roche.

Blocs N°	**RC sec (bar)**	**Poids spécifique (t/m^3)**	**Poids volumique (t/m^3)**
S1	108,6	2,64	2,26
S2	104	-	2,28
S3	412,6	2,59	2,22

Les trois échantillons prélevés dans les zones plus résistantes de l'affleurement ont donné des résistances à la compression simple, à l'état sec, de 104 à 412,6 bars, avec de poids spécifiques de 2,59 à 2,64 t/m^3 et poids volumiques de 2,22 à 2,28 t/m^3.

Les résultats obtenus indiquent que la résistance moyenne du massif schisteux en place reste nettement inférieure à 100 bars, en raison de la nature généralement friable et fortement tectonisée de la roche (des valeurs plus élevées obtenues localement sur des blocs intacts).

En complément des essais réalisés sur les blocs prélevés, la caractérisation géotechnique du substratum schisteux a été affinée à partir des données de prospection sismique effectuée sur le site. Pour mieux appréhender l'extension et la qualité de ce substratum, une carte des vitesses sismiques a été élaborée pour une profondeur d'environ 30 à 35 m.

Les vitesses mesurées révèlent une qualité moyenne à relativement faible :

- La partie sud-est du site présente les meilleures valeurs, supérieures à 2250 m/s.
- Les zones centrale et ouest affichent des vitesses plus faibles, de l'ordre de 1900 à 2300 m/s, traduisant des degrés variables d'altération et de fissuration.

À titre de référence, un schiste sain présente normalement des vitesses comprises entre 3000 et 4500 m/s.

Parallèlement, une carte de densité a été dressée à l'aide de la formule de Gardner :

$$D = 0{,}31 \cdot V^{0{,}25} \quad \text{(II.1)}$$

Avec :

D : Densité (g/cm^3).

V : Vitesse (m/s).

Fournissant des valeurs variantes entre 1,9 et 2,2 g/cm^3. Les densités les plus élevées ont été relevées à l'est du site, mais elles restent inférieures aux valeurs habituelles des schistes compacts, généralement comprises entre 2,4 et 2,8 g/cm^3.

Les paramètres mécaniques de référence pour ce type de schiste, obtenus lors d'essais in situ et en laboratoire sur des matériaux analogues, sont les suivants :

- Module pressiométrique : $E_{moy} = 3708$ bars.
  $E_{min} = 41$ bars (pour des zones très altérées).
- Résistance à la compression simple : $RC = 36$ kg/cm^2 (à teneur en eau naturelle).
  $RC = 11$ kg/cm^2 (après immersion 48h).
- Essai brésilien : $T = 5{,}6$ kg/cm^2.
- Cisaillement rectiligne (CU) sur échantillons broyés (sédiments de schistes) reconstitués et consolidés sur 10 bars, pour une teneur en eau de 15% :
  $\varphi_{moy} = 37^{\circ}$.
  $C_{moy} = 0{,}39$ Kg/cm^2.

II.5 Matériaux de construction

II.5.1 Définition des zones d'emprunt

Dans cette campagne de reconnaissance les études ont été menées afin de vérifier le potentiel de la zone de la retenue, concernant les matériaux nécessaires pour la réalisation d'une digue, ainsi que pour la production de granulats et d'enrochement de protection (rip – rap).

Dans le cadre de cette étude, les zones d'emprunt suivantes ont été identifiées et partiellement investiguées :

- **Matériaux argileux :**
  - Zone A : située dans la cuvette de la retenue, sur la rive droite de l'Oued Stita, d'un côté et d'autre de la RN 72, à quelque 1,2 Km de l'axe du barrage.
  - Zone A1 : située sur la même rive, à quelque 500 m amont de la zone A.
- **Matériaux alluvionnaires**
  - Zone B1 : située dans le fond de la vallée, sur la rive droite de l'Oued, à quelque 2,5 Km de l'axe du barrage.
  - Zone B2 : occupe la plaine de l'oued, juste en bas de zones d'emprunt argileux A et A1, de 0,6 Km à 1,6 Km environ à l'amont de l'axe du barrage.
  - Zone B3 : située près de la queue de la cuvette, dans une terrasse alluviale de la rive gauche de l'oued, à 1 Km environ à l'amont de la zone B1.

Les zones d'emprunt A, A1 et B2, situées dans la cuvette de la retenue, ont fait l'objet de travaux de reconnaissance sommaires par 11 puits creusés à la pelle mécanique, à des profondeurs variant de 2,5 à 4 m. Au total, 21 échantillons remaniés ont été prélevés (1 à 3 par puits) en vue des essais en laboratoire. La situation détaillée de ces investigations est présentée ci-après :

Tableau II-7 : Tableau récapitulatif des puits réalisés dans les zones d'emprunt.

Zone d'emprunt	Puits	Profondeur (m)	Profondeur de l'échantillon (m)
Zone A (argile)	P 9	3,90	1,50 ; 3,50
	P 10	2,60	1,50
	P 11	4,20	3,50
	P 12	4,00	2,30 ; 3,70
Zone A1 (argile)	P 22	4,00	1,50 ; 3,00
	P 23	4,00	1,00 ; 3,80
	P 24	3,80	1,00 ; 2,00
Zone B2 (alluvions)	P 16	4,00	1,00 ; 3,00
	P 16 bis	2,50	2,00 ; 2,50
	P 17	4,00	1,00 ; 2,00 ; 4,00
	P 18	3,80	1,90 ; 3,80
Zone B1	P 13	*	
	P 14	*	
	P 15	*	
Zone B3	P 25	*	
	P 26	*	
	P 27	*	

Les puits programmés dans les zones B1 et B3 n'ont pas été réalisés à cause difficultés accès pour la pelle mécanique (* = puits non réalisés).

Les observations effectuées dans la zone de la retenue ont révélé l'absence d'une source d'emprunt rocheux à proximité immédiate du réservoir. L'exploitation des schistes s'est révélée inappropriée en raison de leur friabilité observée lors de la campagne de reconnaissance sur le site du barrage. Dans ce contexte, il convient de considérer les grès miocènes qui affleurent à environ 5 km au nord de la retenue, ainsi que les matériaux provenant des sources utilisées lors de la construction du barrage à proximité (Taksebt).

II.5.2 Matériaux argileux

II.5.2.1 Zone A

La zone étudiée a été investiguée au moyen de quatre puits, profonds de 2,6 à 4 mètres, et espacés de 150 à 180 mètres les uns des autres. Sous une couche de terre végétale variant entre 0,6 et 1 mètre d'épaisseur, ces sondages ont révélé la présence d'un dépôt de matériaux fins, à dominante limoneuse, de couleur jaune à grise, comportant des inclusions de graviers, de galets

et de blocs arrondis. Par endroits, ces éléments grossiers se présentent sous forme de couches discontinues de 0,2 à 0,3 mètre d'épaisseur, où des venues d'eau ont été observées, notamment dans le puits P9 (entre 3,2 m et 3,5 m) et le puits P12 (entre 2,7 m et 2,9 m).

La nature et la composition de ces dépôts suggèrent qu'ils correspondent à d'anciennes formations de terrasses alluviales.

Dans le prolongement de cette reconnaissance, et afin de déterminer avec précision les caractéristiques géotechniques de ces matériaux, un ou deux échantillons remaniés ont été prélevés dans chaque puits. Il convient de préciser que tous les échantillons prélevés dans les puits 9, 10, 11 et 12 excluent les gros blocs et galets.

Ce choix permet de focaliser les analyses sur la granulométrie et les propriétés de la matrice limono-argileuse, dans le but d'évaluer leur aptitude à être utilisés pour la construction d'un noyau imperméable.

- **Essais de laboratoire :**

Pour caractériser les matériaux prélevés, six échantillons ont été soumis à diverses analyses en laboratoire. Les essais ont porté sur la granulométrie, la teneur en eau naturelle et les limites d'Atterberg. En complément, trois échantillons ont été utilisés pour les essais de compactage (Proctor normal) et de perméabilité. Par ailleurs, des essais mécaniques, à savoir œdométriques et de cisaillement en boîte, ont été réalisés sur trois échantillons, tandis que deux autres ont fait l'objet d'analyses chimiques.

- **Analyse granulométrique :**

Les résultats des essais granulométriques montrent que les échantillons présentent une courbe qui s'étend des fractions argileuses jusqu'aux graviers et cailloux, ces derniers restant peu présents avec une proportion ne dépassant pas 10 %. Le pourcentage de fines (inférieures à 80 μm), variant de 51,67 % à 95,64 %, permet de classer ces matériaux parmi les sols fins selon la classification L.C.P.C. De plus, l'analyse sédimentométrique révèle que la teneur en argiles (inférieures à 2 μm) se situe entre 23 % et 58 %, confirmant la nature fine du matériau.

Tableau II-8 : Composition granulométrique (valeurs extrêmes et moyennes) du zona A.

Valeurs	Graviers et cailloux	Gros sable	Sable fin	Limon	Argile	Fin
	> 2 mm	2 – 0,2 mm	0,2 – 0,02 mm	0,02 – 0,002 mm	< 0,002 mm (2 µ)	< 0,08 mm (80 µ)
Min %	0	2	8	14	23	51,67
Max %	10	44	33	45	58	95,64
Moy %	3,3	14,7	21,5	29,5	31	75,59

- **Teneur en eau naturelle et limites d'Atterberg :**

En continuité avec l'analyse granulométrique, la mesure de la teneur en eau naturelle sur l'ensemble des échantillons indique des valeurs comprises entre 14,18 % et 24,61 %, correspondant à des teneurs moyennes. Les limites d'Atterberg montrent une limite de liquidité (W_L) variant de 43,42 % à 70,30 %, tandis que l'indice de plasticité (I_P) fluctue entre 19,09 % et 36,46 %. La représentation de ces résultats sur le diagramme de Casagrande permet de situer les matériaux dans les catégories des argiles minérales de forte plasticité (CH) et de moyenne plasticité (CL).

- **Essais de compactage :**

Dans le prolongement de ces analyses, les essais Proctor normal ont permis de déterminer la densité sèche maximale des matériaux, comprise entre 1,66 t/m³ et 1,77 t/m³, valeurs typiques pour des argiles limoneuses. La teneur en eau optimale observée est située entre 14 % et 17,8 %, avec une moyenne de 16,3 %, soit environ 4 % inférieure à la moyenne de la teneur en eau naturelle. Cette différence implique la nécessité d'ajuster la teneur en eau des matériaux avant leur mise en œuvre en remblai.

- **Essais de cisaillement :**

Par ailleurs, trois essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande ont permis d'estimer les paramètres de cisaillement rapide, non consolidé – non drainé (UU), ainsi que deux essais supplémentaires pour le cisaillement consolidé – non drainé (CU). Il est à noter que ces essais CU ont été réalisés sur les mêmes échantillons ayant servi aux essais UU (P9 à 1,5 m et P12 à 2,3 m). Les valeurs obtenues montrent une cohésion (C_U) allant de 0,98 à 1,53 bars et un angle de frottement (φ_U) variant entre 19° et 28°. Quant à la cohésion consolidée (C_C), elle est comprise entre 0,4 et 0,66 bars, avec des angles de frottement (φ_C) avoisinant 17° à 28°.

- **Essais œdométriques :**

En complément, trois essais œdométriques ont été menés, donnant des pressions de préconsolidation (P_C) allant de 1,94 à 3,61 bars. Les indices de compression (C_C), compris entre 9 % et 20 %, indiquent un comportement moyennement compressible des sols testés. Les coefficients de gonflement (C_g), mesurés après déchargement, varient entre 1,83 % et 6,95 %, traduisant un caractère peu gonflant. Il est utile de rappeler que les sols gonflants présentent des indices supérieurs à 7 %, le seuil d'apparition du phénomène.

- **Essais de perméabilité :**

Les essais de perméabilité, réalisés à l'œdomètre sous une pression de 8,18 bars pendant 24 heures, ont livré des valeurs de conductivité hydraulique (K) variant entre 1,58 x 10^{-8} cm/s et 3,01 x 10^{-9} cm/s. Ces résultats confirment le caractère peu perméable, voire pratiquement imperméable, de ces matériaux.

- **Analyses chimiques :**

Enfin, les analyses chimiques effectuées sur deux échantillons indiquent une teneur en carbonates allant de traces à 23,22 %, et une proportion très réduite de matières organiques, comprise entre 0,21 % et 0,37 %, ce qui est favorable à leur utilisation en construction de noyaux étanches.

- Les résultats des essais de laboratoire, ainsi que les valeurs extrêmes et moyennes, sont repris dans le tableau récapitulatif ci-après :

Tableau II-9 : Tableau récapitulatif des résultats des essais de laboratoire (valeurs extrêmes et moyennes) du zona A.

Valeurs	W_{nat} (%)	W_L (%)	I_P (%)	Proctor normal		Cisaillement				Œdométrique			Perméabilité (cm/s)	Analyses Chimiques	
						UU		CU							
				$\gamma_{d\,mox}$ (t/m^3)	w_{opm} (%)	φ_u (degrés)	c_u (bar)	φ_c (degrés)	c_c (bar)	P_c (bar)	C_c (%)	C_g (%)		Matières organiques (%)	$CaCo_3$ (%)
Min	14,18	43,42	19,09	1,66	14	18,99	0,98	17,33	0,40	1,94	9	1,83	3,01 x 10^{-9}	0,21	Traces
Max	24,61	70,30	36,46	1,77	17,8	28,13	1,53	28,23	0,66	3,61	20	6,95	1,58 x 10^{-8}	0,37	23,22
Moy	20,16	55,07	26,99	1,70	16,3	24,28	1,31	22,78	0,53	2,82	15,66	4,82	7,13 x 10^{-9}	0,29	11,61

II.5.2.2 Zone A1

La zone A1 a été investiguée par trois puits de 3,8 à 4 m de profondeur, espacés de 180 à 230 m. Sous une couverture de terre végétale de 0,30 à 0,60 m, les sondages ont traversé des

matériaux fins, de couleur rougeâtre, à dominante limono-argileuse ou sableuse, comportant des inclusions de graviers. Le puits P22, situé dans la partie basse de la zone, a recoupé entre 1,70 et 3,40 m une couche de blocs, cailloux et graviers subanguleux, noyés dans une matrice argilo-limoneuse, avec des venues d'eau à partir de 2,00 m de profondeur. Cette formation est interprétée comme un éboulis, phénomène fréquent dans la région.

L'épaisseur des dépôts fins varie de 1,10 à 3,60 m, reposant sur un substratum marneux. Deux échantillons remaniés ont été prélevés dans chaque puits pour les essais de laboratoire.

- **Essais de laboratoire :**

Sur les six échantillons, des analyses granulométriques et des mesures de la teneur en eau naturelle ont été réalisées. Les limites d'Atterberg ont été déterminées sur cinq d'entre eux. Des essais Proctor normal ont été effectués sur trois échantillons, et des essais de cisaillement sur quatre. L'échantillon prélevé à 3 m de profondeur dans le puits P22 (matériau grossier) a fait l'objet d'essais Proctor modifié et de perméabilité. Une analyse chimique a été effectuée pour chaque puits.

- **Analyse granulométrique :**

Les échantillons des puits 22, 23 et 24, à l'exception de celui de P22/3 m, présentent une faible teneur en éléments grossiers (> 2 mm), inférieure à 9 %. La fraction fine (< 80 μm), majoritaire (58,40 à 93,63 %), classe ces matériaux parmi les sols fins selon la classification LCPC. Le pourcentage d'argile (< 2 μm) varie de 19 % à 30 %, avec une prédominance du limon (22 % à 50 %). L'échantillon grossier de P22/3 m se distingue par une forte teneur en graviers et cailloux (48 %) et une faible proportion de fines (28,67 %).

Tableau II-10 : Composition granulométrique (valeurs extrêmes et moyennes) du zona A1.

Valeurs	**Graviers et cailloux**	**Gros sable**	**Sable fin**	**Limon**	**Argile**	**Fin**
	> 2 mm	2 – 0,2 mm	0,02 – 0,002 mm	< 0,002 mm	< 0,002 mm (2μ)	< 0,008 mm (80μ)
Min (%)	0	3	20	22	19	58,40
Max (%)	9	29	31	50	30	93,63
Moy (%)	3,2	14,4	23,2	34,4	24,8	73,40

- **Teneur en eau naturelle et limites d'Atterberg :**

Les teneurs en eau naturelle varient entre 17,95 % et 24,98 %, traduisant des valeurs moyennes. La limite de liquidité se situe entre 50,8 % et 60 %, avec des indices de plasticité de 26,79 % à 33,41 %. Ces valeurs placent les matériaux dans la catégorie des argiles minérales à forte plasticité (CH), selon le diagramme de Casagrande.

- **Essais de compactage :**

Les essais Proctor normal indiquent une densité maximale de 1,77 à 1,78 t/m³ pour une teneur en eau optimale de 14,4 % à 14,9 %, bien inférieure à la teneur en eau naturelle moyenne (22,05 %). Ces matériaux devront donc être séchés avant leur mise en œuvre en remblai.

- **Essais de cisaillement :**

Trois essais de cisaillement direct (UU) ont donné des cohésions comprises entre 1,06 et 1,96 bars et des angles de frottement variant de 21,38° à 35,81°. Un essai CU a révélé une cohésion de 0,14 bar avec un angle de frottement de 10,38°, résultat jugé peu représentatif pour ce type de matériau.

- **Essais œdométriques :**

En complément, trois essais œdométriques ont été menés, donnant des pressions de pré consolidation (P_C) allant de 1,94 à 3,61 bars. Les indices de compression (C_C), compris entre 9 % et 20 %, indiquent un comportement moyennement compressible des sols testés. Les coefficients de gonflement (C_g), mesurés après déchargement, varient entre 1,83 % et 6,95 %, traduisant un caractère peu gonflant. Il est utile de rappeler que les sols gonflants présentent des indices supérieurs à 7 %, le seuil d'apparition du phénomène.

- **Analyses chimiques :**

Les analyses ont montré des teneurs très faibles en matières organiques (0,16 à 0,42 %) et des traces seulement de carbonates et de chlorures.

L'échantillon grossier de P22/3 m présente une densité maximale de 2 t/m³, une teneur en eau optimale de 10,5 %, et une perméabilité de 9,4 x 10^{-7} cm/s.

- Les résultats des essais de laboratoire, ainsi que les valeurs extrêmes et moyennes, sont repris dans le tableau récapitulatif ci-après :

Tableau II-11 : Tableau récapitulatif des résultats des essais de laboratoire (valeurs extrêmes et moyennes) du zona A1.

Valeurs	Wnat	W_L	I_P	Proctor normal		Cisaillement				Analyses chimiques		
						UU		CU		Matières organiques (%)	CaCO 3 (%)	Chlo-rures
				γd_{max} (t/m3)	W_{opm} (%)	φ (degrés)	C (bar)	φ (degrés)	C (bar)			
Min	17,95	50,80	26,79	1,77	14,4	21,38	1,06	10,38	0,14	0,16	Traces	Traces
Max	24,98	60,00	33,41	1,78	14,9	35,81	1,96	10,38	0,14	0,42	Traces	Traces
Moy	22,05	56,36	30,69	1,78	14,6	26,88	1,42	10,38	0,14	0,24	Traces	Traces

II.5.3 Matériaux alluvionnaires

II.5.3.1 Zone B2

La zone B2, située entre 0,6 km et 1,6 km en amont de l'axe du barrage, a été explorée par 4 puits de 2,5 à 4 m de profondeur. Sous une couverture de terre végétale de 0,4 à 0,6 m d'épaisseur, observée dans les puits P16, P17 et P18 espacés d'environ 325 m, les sondages ont recoupé des matériaux fins constitués de sables limoneux et limons sableux-argileux, parfois légèrement graveleux. L'épaisseur de ces dépôts varie de 0,7 m dans le puits P18, situé en amont, à 2,80 m dans P17 au centre de la zone, et atteint 3,80 m dans P16 en aval. Des alluvions grossières, composées d'un mélange de galets et graviers dans une matrice sableuse-limoneuse, ont été interceptées dans le puits P17 entre 2,8 m et 4 m, dans P18 entre 1,1 m et 3,1 m, et dans P16bis de 0 m à 2,5 m, ce dernier étant creusé dans le lit de l'oued et ayant capté la nappe à 0,4 m de profondeur. Ces résultats confirment la prédominance des matériaux fins jusqu'à la profondeur sondée, les alluvions grossières apparaissant en proportions plus limitées. Au total, 9 échantillons ont été prélevés pour essais en laboratoire.

- **Analyse granulométrique :**

Les trois analyses réalisées sur les alluvions grossières montrent un matériau à forte teneur en cailloux (35 %), dont les éléments >100 mm dépassent 5 % en moyenne. Malgré une courbe granulométrique équilibrée, leur teneur importante en fines (17,31 %) limite leur aptitude à la production de granulats.

Tableau II-12 : Résultats des analyses granulométriques extrêmes et moyennes des alluvions grossières du zona B2.

Valeurs	**> 100 mm**	**> 50 mm**	**50 – 20 mm**	**20 – 2 mm**	**2 – 0,2 mm**	**< 0,2 mm**	**< 0,08 mm**
Min (%)	0	3	15	12	13	8	5,38
Max (%)	12	23	22	42	25	33	26,13
Moy (%)	5	15,7	19,3	26,7	17	21,3	17,31

Les matériaux fins présentent une teneur négligeable en éléments >5 mm (0 à 8 %, moyenne 2,3 %). Les sables fins et limons prédominent (environ 64 %). La fraction <80 µm dépasse 50 %, classant ces matériaux dans la catégorie des sols fins selon le LCPC.

Tableau II-13 : Résultats des analyses granulométriques extrêmes et moyennes des matériaux fins du zona B2.

Valeurs	**> 5 mm**	**> 0,2 mm**	**0,2 – 0,002 mm**	**0,02 – 0,002 mm**	**< 0,002 mm**	**< 80 µm**
Min (%)	0	12	23	14	9	39,8
Max (%)	8	38	54	48	22	85,47
Moy (%)	2,3	21	35,8	28,5	14,7	66,27

- **Teneur en eau naturelle et limites d'Atterberg :**

Les alluvions grossières présentent une teneur en eau entre 11,09 % et 23,92 %, tandis que les matériaux fins varient de 15,61 % à 29,03 %.

Les matériaux fins ont une limite de liquidité (W_L) comprise entre 35,01 % et 49,80 %, et un indice de plasticité (I_P) entre 16,17 % et 25,85 %, les classant parmi les argiles minérales de plasticité moyenne (CL).

- **Essais de compactage :**

Pour les alluvions grossières (<20 mm) :

- γd_{max} = 2,00–2,01 t/m³.
- W_{opm} = 10–10,4 %.

Pour les matériaux fins :

- γd_{max} = 1,82–1,83 t/m³.
- W_{opm} = 14,2–14,3 %.

- **Essais mécaniques et perméabilité :**

Un essai mécanique réalisé sur l'échantillon P16/3 m (matériau fin) a donné :

- φ_U = 33,82°.
- C_U = 0,73 bar.
- P_C = 1,33 bar.
- C_C = 8,33 %.
- C_g = 2,59 %.

Ce matériau est qualifié de peu compressible et peu gonflant.

La perméabilité mesurée :

- P16/3 m (fin) : 1,99 x 10^{-8} cm/s (peu perméable).
- Alluvions grossières : 2,76 à 3 x 10^{-7} cm/s.

- Les investigations confirment la prédominance de matériaux fins dans la cuvette, avec une pauvreté en alluvions grossières exploitables. Leur utilisation pour des recharges de barrage nécessiterait un décapage important (environ 3 m en moyenne), rendant leur exploitation peu économique.

II.5.3.2 Alluvions du Sebaou

Suite à la constatation que les alluvions grossières de la cuvette de la retenue, moins épaisses et enrobées dans des matériaux fins, sont difficilement exploitables et traitables, il est nécessaire de prendre en considération les ressources disponibles dans l'Oued Sebaou, où plusieurs ballastières extraient des agrégats, principalement en amont de la confluence avec l'Oued Aissi. Le volume total de graves y est très important, cependant, les terrasses de l'Oued Sebaou sont actuellement en voie d'urbanisation et de mise en valeur industrielle. Sur une distance de 12 km entre la confluence de l'Oued Aissi et la localité d'Azazga, plusieurs sites d'exploitation sont actifs, notamment, en allant de l'amont vers l'aval, la zone de Tizi Rached, la ballastière Amraoua, la sablière EPBTP, les balastières ERSTO et ETTO, ainsi que les sablières Ben Brahim et ERHTO.

L'examen pétrographique des matériaux issus de ces exploitations montre, pour les différentes classes granulométriques, des compositions variées : les fractions 15/63 mm et 12/25 mm

comprennent respectivement 20 % et 15 % de gneiss et mica-schistes, 15 % et 10 % de granite, 10 % et 15 % de quartzite et quartz, 15 % et 10 % de grès dur, ainsi que 15 % et 10 % de calcaires. Ces mêmes classes contiennent également des calcaires argileux ou marnes dures, du grès tendre et des schistes en proportions variables. Les classes 5/15 mm et surtout les sables sont plus riches en petites plaquettes de schistes, ce qui leur confère un coefficient de forme moins favorable. Malgré cela, après un lavage classique, ces matériaux se montrent pauvres en argiles et produits silteux, ce qui est un atout pour leur utilisation.

Globalement, la résistance des éléments est bonne et conforme aux exigences d'un béton de qualité courante, bien que les fractions contenant des grès tendres et, dans une moindre mesure, des calcaires argileux, présentent parfois des résistances à l'écrasement légèrement inférieures. Pour ce qui est de l'exploitation des alluvions de l'Oued Sebaou en vue de leur utilisation dans des recharges pour un barrage zoné, on peut confirmer qu'elles sont disponibles en quantités importantes, notamment à l'aval de la confluence avec l'Oued Stita, dans la zone de Litama à Sidi Namane.

II.5.4 Matériaux rocheux

L'absence d'un emprunt rocheux dans la zone de schistes à la proximité immédiate du site impose de prendre en considération des zones plus éloignées.

II.5.4.1 Grès miocènes et numidiens

Les grès miocènes du Burdigalien terminal, qui affleurent au nord de la retenue, pourraient représenter une source potentielle de matériaux rocheux, à condition que leurs caractéristiques soient compatibles avec les exigences requises pour la production des enrochements de protection, appelés rip-rap. Dans la zone de Makouda, située à environ 7 km de l'axe du barrage en suivant la RN 72, un affleurement de ces grès miocènes est visible en bordure de route, sur une longueur d'environ 100 m et une hauteur de 10 m. Cet affleurement se compose de grès disposés en bancs de 0,5 à 1,5 m d'épaisseur, séparés par des bandes d'argilites variant entre 0,2 et 0,5 m. Il s'agit de grès fins à moyens, parfois légèrement microconglomératiques, affichant des teintes allant du gris au crème, et qui, en surface, se fragmentent en blocs sous l'effet de fissures généralement perpendiculaires aux plans de stratification.

Pour évaluer leurs caractéristiques, cinq blocs ont été prélevés sur cet affleurement et soumis à des essais en laboratoire. Les résultats indiquent des résistances à la compression simple variant de 170 à 252 bars, avec une moyenne de 227 bars, tandis que les poids spécifiques sont

compris entre 2,42 et 2,55 t/m³, et les poids volumiques entre 2,18 et 2,23 t/m³, traduisant une porosité qui oscille entre 9,3 % et 12,5 %.

À titre comparatif, les grès miocènes prélevés dans la zone du barrage de Taksebt avaient donné des résistances à la compression simple allant de 20 à 320 bars, avec une moyenne de 85 bars, mais après une immersion de 48 heures, une dégradation significative des échantillons a été observée, leur résistance moyenne chutant à 56 bars. Si jamais les caractéristiques des grès miocènes de Makouda ne répondaient pas aux exigences requises pour la fabrication du rip-rap, il conviendrait alors de considérer les grès numidiens comme alternative. Ces derniers, localisés à la limite nordique du bassin versant, à l'est du méridien de Makouda, sont représentés par le terme médian de la formation numidienne, soit les grès numidiens sensu stricto. Disposés en alignements discontinus, ces grès apparaissent sous forme de lames à fort pendage, atteignant une puissance maximale de 30 à 40 m, et débutent par des niveaux de grès quartzeux, poursuivis par des bancs métriques séparés par de minces lits pelitiques. L'accès à cette zone se fait en empruntant successivement la RN 72 et la RN 71, sur une distance estimée entre 20 et 25 km environ.

- Les résultats détaillés des essais réalisés sur les blocs de roche sont présentés dans le tableau ci-après :

Tableau II-14 : Tableau récapitulatif des essais réalisés sur les blocs de roche.

Blocs no.	RC sec (bar)	Poids spécifique (t/m^3)	Poids volumique (t/m^3)
G1	252	2,55	2,18
G2	219,3	-	2,20
G3	170	2,49	2,21
G4	251	-	2,20
G5	243,3	2,42	2,23

II.5.4.2 Calcaires cristallins (cipolin)

Dans la région, plusieurs affleurements de calcaires cristallins blanchâtres, légèrement micacés par la présence de muscovite, se distinguent par leur compacité et leur grande résistance. Ces roches renferment localement de petits cristaux millimétriques de pyrite, mais leur composition minéralogique limite fortement le risque de réactivité avec les alcalis du

ciment, ce qui les rend aptes à une utilisation comme granulats pour béton. Par ailleurs, même si le substratum paléozoïque affleure en plusieurs points de la région, seuls ces calcaires offrent une résistance suffisante pour être employés sous forme d'enrochements. Le principal affleurement de cipolin se situe au nord de l'Arbaa Nait Irathen, où trois carrières majeures ont été ouvertes entre Tamazirt et Tablabalt, à une altitude avoisinant les 1000 m. L'accès à ce site s'effectue en empruntant successivement les routes nationales RN 72 et RN 12, puis la route W1, sur une distance totale d'environ 40 km.

II.6 Conditions géologiques et géotechniques de l'aménagement

L'aménagement du barrage de Zaouia s'inscrit dans un contexte géologique complexe, dominé par des formations schisteuses tectonisées et altérées, ainsi que des dépôts alluviaux et colluviaux variés. La retenue est principalement implantée sur des terrains néogènes peu perméables, ce qui limite les risques de fuites, à l'exception de zones localisées en rive droite où des bandes perméables pourraient apparaître.

Les pentes du site sont globalement stables, bien que des glissements superficiels et un ravinement local soient observés. Toutefois, aucun risque majeur n'a été identifié pour la sécurité de la retenue après la mise en eau. Il est à noter que l'envasement constituera un enjeu important en raison de la nature sédimentaire du bassin versant.

Pour garantir la stabilité et l'étanchéité des ouvrages, plusieurs conditions doivent être respectées lors des travaux :

- Enlèvement complet des alluvions et colluvions sous la digue, suivi de fouilles jusqu'au substratum schisteux afin d'atteindre des roches modérément altérées.
- Consolidation des fondations par injections et traitement des zones fissurées.
- Installation d'un écran étanche en profondeur pour assurer l'imperméabilité de la fondation.
- Dimensionnement des ouvrages hydrauliques en tenant compte de la faible consistance des matériaux de surface et des caractéristiques mécaniques hétérogènes du substratum.
- Mise en place d'une surveillance et protection des zones sujettes à glissements, notamment pour les structures annexes telles que l'évacuateur de crues et la galerie de dérivation.

Ces dispositions permettront de répondre aux contraintes spécifiques du site et de sécuriser l'ouvrage face aux risques géotechniques identifiés.

Conclusion

Ce chapitre établit le cadre géologique et géotechnique du site du barrage de Zaouïa, en mettant en évidence la diversité des formations du socle, la structure complexe des terrains et les propriétés mécaniques qui gouvernent leur comportement. L'analyse de ces paramètres fournit les éléments essentiels pour comprendre les contraintes du site, orienter les choix de conception et assurer la stabilité ainsi que la sécurité future de l'ouvrage.

CHAPITRE III :

Etude hydrologique

Introduction

Ce chapitre présente l'étude hydrologique du bassin versant de l'oued Stita, site d'implantation prévu pour le barrage de Zaouia dans la wilaya de Tizi Ouzou. Il s'agit d'une étape essentielle pour évaluer les apports en eau disponibles et dimensionner correctement l'ouvrage. L'analyse porte sur les caractéristiques morphologiques du bassin, les régimes de précipitations, les écoulements de surface ainsi que les crues extrêmes, afin de mieux cerner le comportement hydrologique de la zone. Cette étape est nécessaire pour réunir les données de base qui serviront à dimensionner le barrage et ses ouvrages annexes, tout en vérifiant la faisabilité hydrologique du projet.

III.1 Caractéristique du bassin versant

Un bassin versant correspond à la zone géographique dont toutes les eaux s'écoulent naturellement vers un point d'accumulation appelé l'exutoire. Cette zone englobe tous les cours d'eau et leurs affluents en amont, dont le mouvement est dicté par la pente du terrain. La délimitation du bassin se fait généralement par une ligne de partage des eaux, qui sépare deux secteurs drainés par différents réseaux hydrographiques. L'eau, en suivant la pente du relief, s'écoule, s'accumule et converge jusqu'à atteindre l'exutoire, point où les eaux se regroupent pour sortir de la zone.

Au nord de Tizi Ouzou, le bassin versant de l'oued Stita constitue un sous bassin du réseau hydrographique principal de l'oued Sébaou.

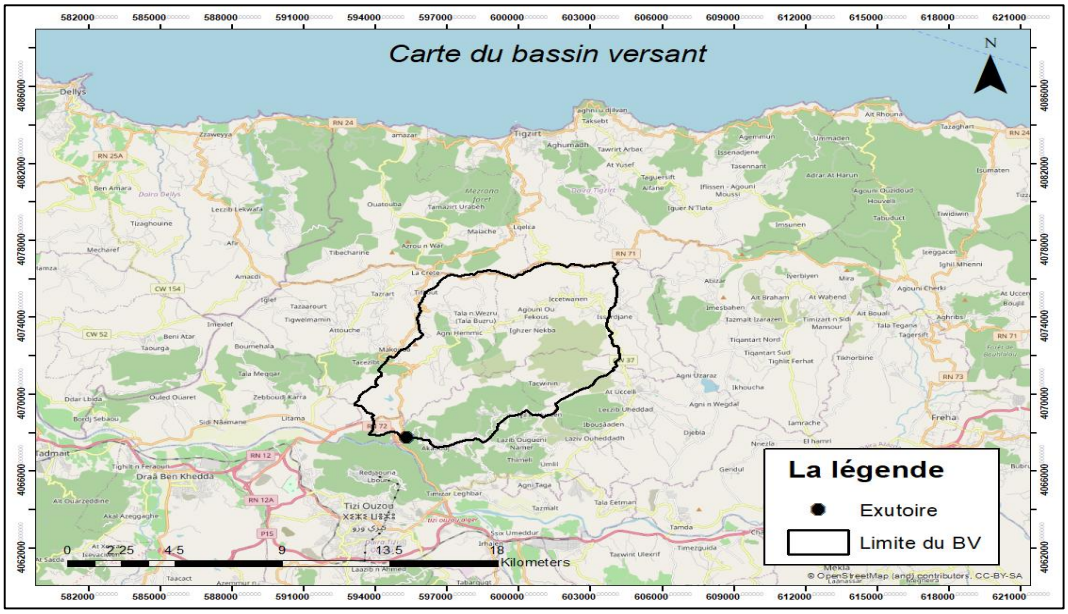


Figure III-1 : Carte du bassin versant de l'oued stita (W. Tizi Ouzou).

III.1.1 Paramètres géométriques

- **Surface du bassin versant :** S = 70.11 Km^2.
- **Périmètre du bassin versant :** P = 38.05 Km.
- **Cheminement hydraulique le plus long (talweg) :** L_{talweg} = 17.54 Km.
- **Longueur du cours d'eau principale :** L_{cp} = 13.76 Km.
- **Altitudes du bassin versant :** - Altitude maximale : H_{max} = 865 m.
  - Altitude minimale : H_{min} = 58 m.

III.1.2 Paramètres de forme

III.1.2.1 Indice de compacité de Gravelius « K_C »

L'indice de compacité de Gravelius est un indicateur permettant de caractériser la forme d'un bassin versant. Il se calcule en divisant le périmètre du bassin par celui d'un cercle de même surface. Ainsi, cet indice dépend de la surface du bassin et de son périmètre.

L'indice de compacité de Gravelius est calculé à partir de la formule suivante :

$$K_C = \frac{P}{2\sqrt{\pi S}} = 0.28 \times \frac{P}{\sqrt{S}} \text{..... (III.1)}$$

Avec :

S : Surface de bassin versant (Km^2).

P : Périmètre de bassin versant (Km).

A.N :

$$K_C = 0.28 \times \frac{38.05}{\sqrt{70.11}} = 1.27.$$

Tableau III-1 : Classification du bassin selon l'indice de Gravelius.

$K_C = 1$	Bassin parfaitement circulaire
$K_C = 1.128$	Bassin ramassé
$K_C > 1.128$	Bassin allongé

D'où notre bassin est de forme : allongé (K_C=1.27).

III.1.2.2 Coefficient d'allongement « K_P »

Le coefficient d'allongement permet de caractériser la forme d'un bassin versant. Plus il est élevé, plus le bassin est allongé. Cette forme influence directement la manière dont le bassin

réagit aux précipitations : un bassin allongé génère des crues généralement moins violentes, car l'écoulement des eaux est plus réparti dans l'espace et le temps.

C'est obtenu par la formule suivante :

$$K_P = \frac{L_{cp}^2}{S} \text{ …… (III.2)}$$

Avec :

L_{cp} : Longueur du cours d'eau principal (Km).

S : Surface de bassin versant (Km^2).

A.N :

$$K_P = \frac{13.76^2}{70.11} = 2.70.$$

III.1.2.3 Rectangle équivalent

Le rectangle équivalent est une méthode géométrique permettant de représenter un bassin versant complexe sous une forme simplifiée. Il s'agit d'assimiler le bassin à un rectangle ayant la même superficie et le même périmètre. Cette approche facilite l'analyse et la comparaison entre plusieurs bassins versants en conservant les caractéristiques hydrologiques essentielles.

Le bassin est alors représenté par un rectangle de longueur L_{re} et de largeur l_{re}, ce qui permet d'étudier plus facilement son comportement hydrologique, sans entrer dans les détails complexes de sa forme réelle.

$$L_{re} = K_C \frac{\sqrt{S}}{1.128}\left(1 + \sqrt{1 - \frac{1.128^2}{K_C^2}}\right) \text{……..…… (III.3)}$$

Et :

$$l_{re} = K_C \frac{\sqrt{S}}{1.128}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{1.128^2}{K_C^2}}\right) \text{…… (III.4)}$$

Avec :

L_{re} : Longueur de rectangle (Km).

l_{re} : largeur de rectangle (Km).

K_C : Indice de compacité.

S : Surface de bassin versant (Km^2).

A.N :

$$L_{re} = 1.27 \times \frac{\sqrt{70.11}}{1.128} \times (1 + \sqrt{1 - \frac{1.128^2}{1.27^2}}) = 13.75 \text{ Km.}$$

Et :

$$l_{re} = 1.27 \times \frac{\sqrt{70.11}}{1.128} \times (1 - \sqrt{1 - \frac{1.128^2}{1.27^2}}) = 5.09 \text{ Km.}$$

III.1.3 Paramètre de relief

Le relief constitue l'un des éléments essentiels dans l'analyse du comportement hydrologique d'un bassin versant. En influençant à la fois la circulation de l'eau en surface et certaines conditions climatiques locales, il agit directement sur des processus tels que l'écoulement, l'infiltration et l'évaporation. Bien plus qu'un simple facteur géographique, le relief façonne la dynamique hydraulique du bassin, déterminant en grande partie la manière dont les eaux de pluie seront absorbées, retenues ou évacuées.

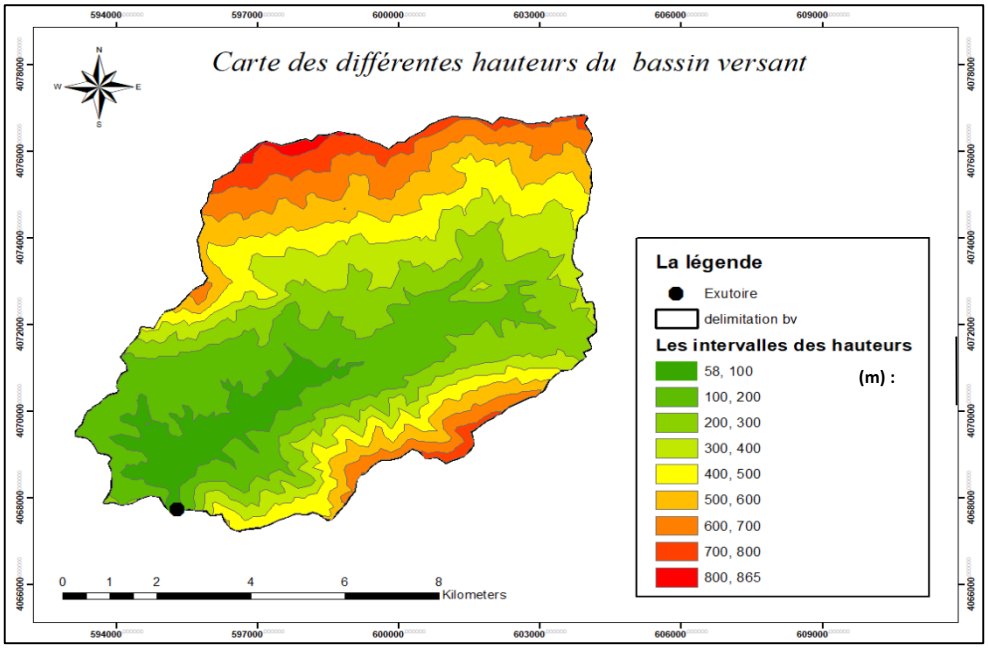


Figure III-2 : Carte des différentes hauteurs du bassin versant.

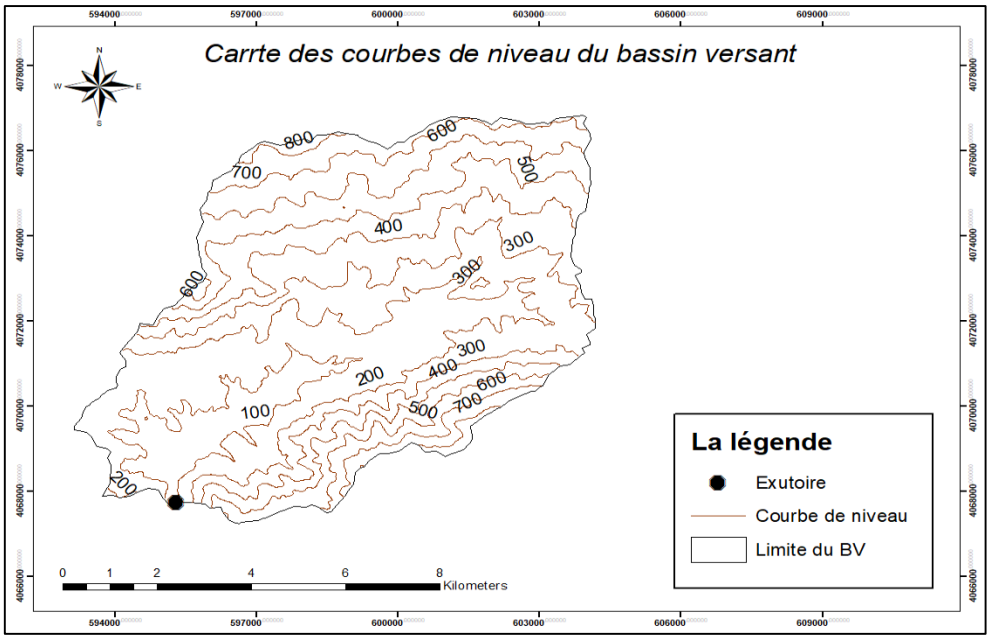


Figure III-3 : Carte des courbes de niveau du bassin versant.

III.1.3.1 Courbe hypsométrique

La courbe hypsométrique est un graphique qui montre comment la surface d'un territoire est répartie selon les différentes altitudes. Elle met en évidence les plages d'altitude et la part de la superficie totale qui leur correspond. Cet outil permet d'analyser la topographie d'une région, en soulignant ses variations d'altitude et ses formes géomorphologiques. Grâce à elle, il devient plus facile de comprendre les habitats naturels, la façon dont l'eau circule, les risques d'érosion, ainsi que certains impacts environnementaux. En somme, la courbe hypsométrique est un instrument précieux pour caractériser le relief d'une zone et mieux étudier ses particularités.

Tableau III-2 : Répartition des surfaces partielles et cumulées par tranche d'altitude.

Altitudes (m)	H_{moy} (m)	Surfaces partielles		Surfaces cumulées	
		S_i (Km^2)	S_i (%)	S_i (Km^2)	S_i (%)
750-865	808	1.27	1.81	1.27	1.81
600-750	675	8.35	11.91	9.62	13.72
450-600	525	12.16	17.34	21.78	31.06
300-450	375	15.04	21.45	36.82	52.51
150-300	225	19.27	27.48	56.09	79.99
58-150	104	14.03	20.01	70.12	100

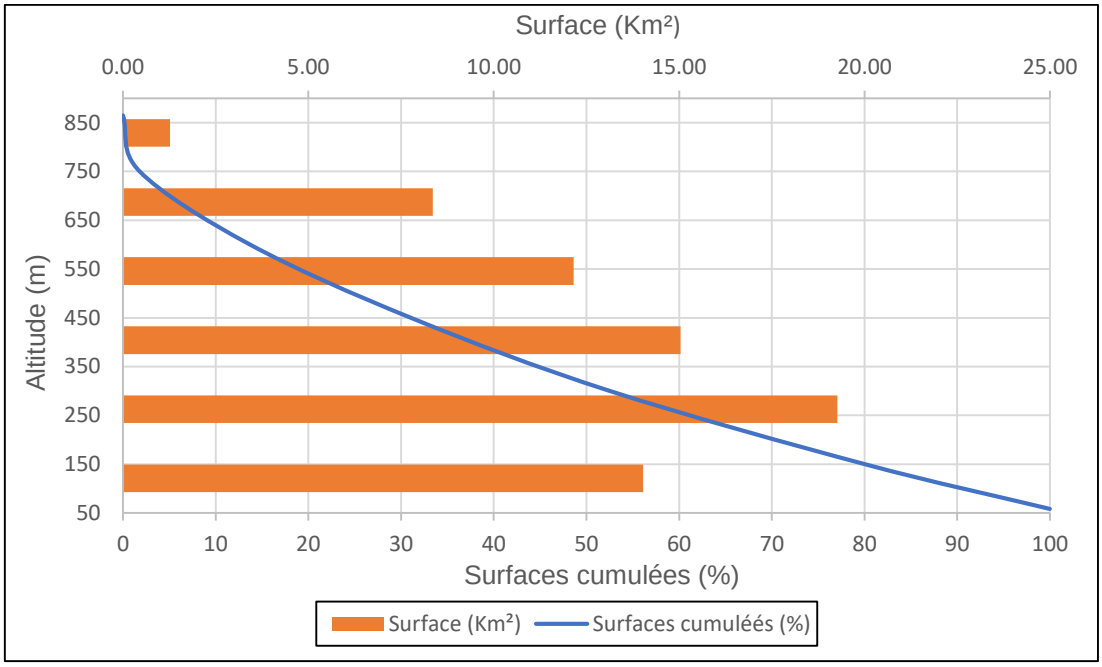


Figure III-4 : Courbe hypsométrique et diagramme à bandes des surfaces du bassin versant.

III.1.3.2 Altitudes caractéristiques

Les altitudes caractéristiques peuvent être déterminé à partir de la courbe hypsométrique donc on trouve :

- **Altitude médiane $H_{50\%}$:** correspond à 50% de la surface du bassin.

$$H_{50\%} = 317.38 \text{ m.}$$

- **$H_{5\%}$ et $H_{95\%}$:** qui sont respectivement les altitudes correspondantes à 5% et 95% de la surface du bassin.

$$H_{5\%} = 709.83 \text{ m.}$$

$$H_{95\%} = 81 \text{ m.}$$

- **L'altitude moyenne H_{moy} :** représente la moyenne des altitudes du bassin, donnant une idée globale de son relief, mais peu précise pour sa topographie.

  Est calculé comme suit :

$$H_{moy} = \frac{\sum H_i S_i}{S} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(III.5)}$$

Où :

H_i : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau (m).

S_i : Surface partielle comprise entre deux courbes de niveau (Km).

S : Surface de bassin versant (Km^2).

Tableau III-3 : Détermination d'altitude moyenne.

Altitude (m)	H_i (m)	S_i (Km^2)	$H_i \times S_i$
58-150	104	14.03	1458.92
150-300	225	19.27	4335.53
300-450	375	15.04	5639.6
450-600	525	12.16	6382.24
600-750	675	8.35	5637.83
750-865	808	1.27	1026.92
Total		70.11	24481.04

A.N :

$$H_{moy} = \frac{24481.04}{70.11} = 349.15 \text{ m.}$$

Tableau III-4 : Récapitulatif des altitudes caractéristiques.

Altitudes caractéristiques	Valeur (m)
$H_{50\%}$	317.38
$H_{5\%}$	709.83
$H_{95\%}$	81
H_{moy}	349.15
H_{max}	865
H_{min}	58

III.1.3.3 Indices de pente

Les indices de pente ont pour objectif de caractériser les pentes d'un bassin versant en fournissant des mesures essentielles pour évaluer l'inclinaison et la variation de la pente à travers le bassin. Ils facilitent ainsi les comparaisons et les classifications des bassins versants. Ces indices sont déterminés à partir de la répartition hypsométrique, ce qui permet d'obtenir des informations clés sur les caractéristiques topographiques et l'écoulement des eaux de surface de la zone d'étude.

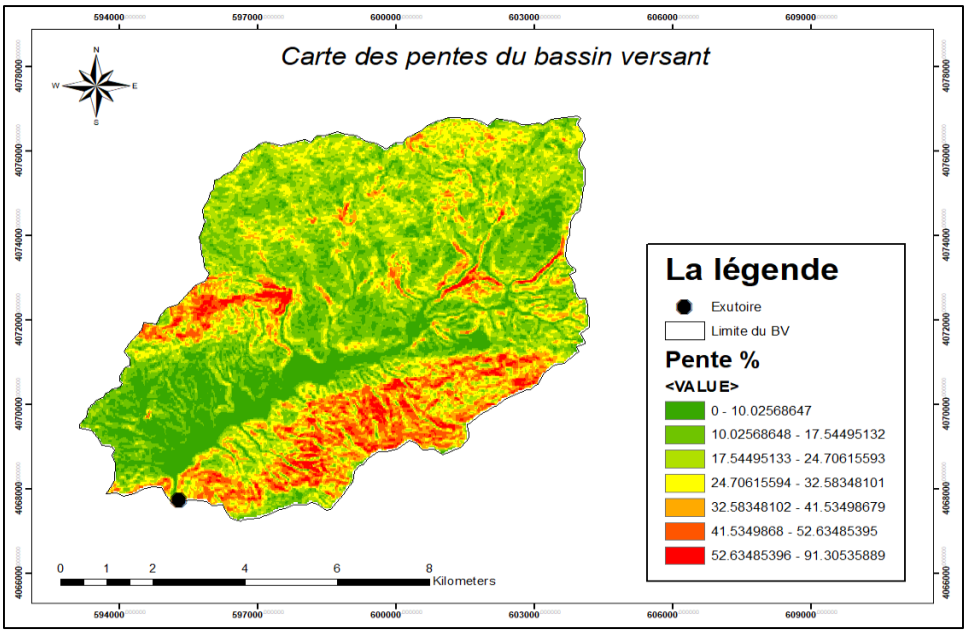


Figure III-5 : Carte des pentes du bassin versant.

- **Pente moyenne du bassin versant « $I_{m\,BV}$ » :**

Ce paramètre permet d'estimer la durée nécessaire pour l'écoulement, ce qu'on appelle le temps de concentration, qui influence le débit maximal lors d'une pluie. La pente moyenne du bassin, quant à elle, reflète la topographie et joue un rôle clé dans cette estimation, impactant directement la décharge de crête lors d'un épisode pluvieux.

Selon Carlier et Leclerc (1964), pour estimer la pente moyenne d'un terrain en prenant en compte la variation de la pente sur son parcours, ils proposent la formule suivante :

$$I_{m\,BV} = \frac{\Delta H\,(0.5L_1 + L_2 + L_3 + \cdots + 0.5L_n)}{S} \quad \text{(III.6)}$$

Avec :

ΔH : Dénivelée est égale à 100 m.

L_i : Longueur de la courbe de niveau d'ordre i (Km).

S : Surface du bassin versant (Km^2).

Tableau III-5 : Longueurs des courbes de niveaux du bassin versant.

Courbe de niveau	100	200	300	400	500	600	700	800
Longueur (Km)	25.427	32.412	33.437	27.741	23.75	20.065	12.916	2.874

A.N :

$$I_{m\ BV} = \frac{0.1\times(0.5\times25.427+32.412+33.437+27.741+23.750+20.0625+12.916+0.5\times2.874)}{70.11}$$

$$I_{m\ BV} = 0.2347 \text{ km/km} = 23.47\ \%.$$

- **Indice de pente global « I_g » :**

Il est défini comme étant le rapport entre l'altitude comprise entre 5% et 95% de la surface du bassin versant et de la longueur de rectangle équivalent.

$$I_g = \frac{H_{5\%}-H_{95\%}}{L_{re}} \text{..... (III.7)}$$

Avec :

$H_{5\%}$: L'altitude correspondante à 5% de la surface du bassin (m).

$H_{95\%}$: L'altitude correspondante à 95% de la surface du bassin (m).

L_{re} : Longueur de rectangle équivalent (Km).

A.N :

$$I_g = \frac{(709.83-81)\times10^{-3}}{13.75} = 0.0457 \text{ Km/Km} = 4.57\ \%.$$

- **Indice de pente moyenne « I_m » :**

L'indice de pente moyenne est le rapport entre la dénivelée et la longueur de rectangle équivalent.

$$I_m = \frac{H_{max}-H_{min}}{L_{re}} \text{..... (III.8)}$$

Avec :

H_{max} : L'altitude maximale du bassin versant (m).

H_{min} : L'altitude minimale du bassin versant (m).

L_{re} : Longueur de rectangle équivalent (Km).

A.N :

$$I_m = \frac{(865-58)\times10^{-3}}{13.75} = 0.0586 \text{ Km/Km} = 5.86\ \%.$$

- **Indice de pente de roche « I_r » :**

L'indice de pente de roche du bassin versant indique l'inclinaison des surfaces rocheuses dans la zone. Il sert à évaluer l'écoulement de l'eau, l'érosion des sols et les risques géologiques.

$$I_r = \frac{1}{\sqrt{L_{re}}} \times \sum \sqrt{S_i \times (H_i - H_{i-1})} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(III.9)}$$

Avec :

L_{re} : Longueur de rectangle équivalent (Km).

S_i : Surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives H_i et H_{i+1}.

Tableau III-6 : Détermination de l'indice de pente de roche.

Altitudes (m)	$\mathbf{H_i - H_{i-1}}$ **(m)**	**Surfaces partielles**		$\sqrt{S_i \times (H_i - H_{i-1})}$
		S_i (Km^2)	**S_i (%)**	
750-865	115	1.27	1.81	14.427
600-750	150	8.35	11.91	42.267
450-600	150	12.16	17.34	51.000
300-450	150	15.04	21.45	56.723
150-300	150	19.27	27.48	64.203
58-150	92	14.03	20.01	42.906
Total		70.11	100	271.526

A.N :

$$I_r = \frac{1}{\sqrt{13.75}} \times 271.526 \times 10^{-3} = 0.0732 \text{ Km/Km} = 7.32\ \%.$$

- **Dénivelée spécifique « D_s » :**

La dénivelée spécifique, selon la classification de l'O.R.S.T.O.M, permet de comparer le relief des bassins versants de tailles différentes. Elle est calculée en multipliant l'indice de pente global par la racine carrée de la surface du bassin, ce qui la rend utile pour comparer les pentes de bassins de superficies variées, indépendamment de leur taille.

$$D_S = I_g \times \sqrt{S} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(III.10)}$$

Avec :

I_g : Indice de pente global (m/Km).

S : Surface du bassin versant (Km^2).

A.N :

$$D_S = 45.73 \times \sqrt{70.11} = 382.93 \text{ m.}$$

Tableau III-7 : Classification de L'O.R.S.T.O.M (type de relief).

Classe	Relief	D_s (m)
R1	Très faible	$D_s<10$
R2	Faible	$10 < D_s < 25$
R3	Assez faible	$25 < D_s < 50$
R4	Modéré	$50 < D_s < 100$
R5	Assez fort	$100 < D_s < 250$
R6	Fort	$250 < D_s < 500$
R7	Très fort	$500 < D_s$

Selon le tableau de classification O.R.S.T.O.M, le relief de notre bassin versant est un relief : fort R6 (D_S = 382.93 m).

III.1.4 Paramètres hydrographiques

III.1.4.1 Réseau hydrographique

Un réseau hydrographique regroupe l'ensemble des cours d'eau, qu'ils soient permanents ou temporaires, qui s'écoulent vers un point d'exutoire. La zone qu'ils drainent est appelée un bassin hydrographique, délimitée par des lignes de partage des eaux. Pour distinguer un réseau d'un autre, plusieurs paramètres sont pris en compte, notamment la hiérarchisation des cours d'eau selon la classification de Strahler (1957).

Selon cette méthode, un cours d'eau sans affluent est de rang 1. Lorsqu'il rejoint un autre cours d'eau de même rang, le cours d'eau résultant prend un rang supérieur, soit n + 1. En revanche, si deux cours de rang différent se rejoignent, le cours d'eau final conserve le rang du plus élevé des deux.

L'étude de ce réseau est essentielle pour comprendre le fonctionnement hydrologique d'un bassin versant, notamment pour un site comme celui du barrage, dont le débit dépend de la densité, de la pente, et de la hiérarchie des cours d'eau. Une analyse précise permet d'optimiser sa gestion en tenant compte des risques d'érosion ou d'envasement.

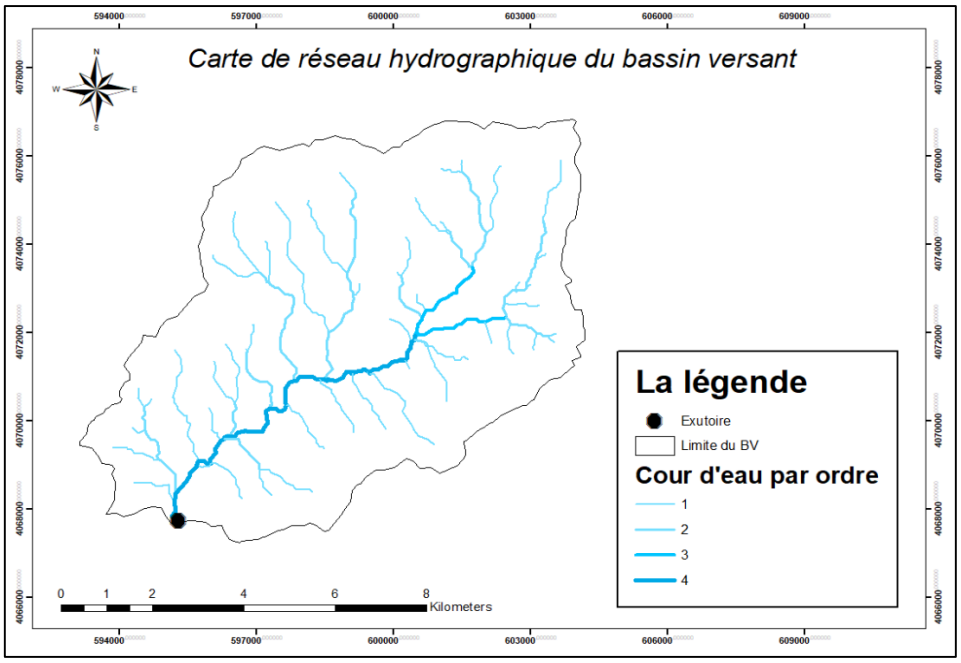


Figure III-6 : Carte de réseau hydrographique du bassin versant.

Tableau III-8 : L'ordre des cours d'eau, le nombre et leurs longueurs.

Ordre	Nombre	Longueur (Km)
1	83	46.08
2	35	22.89
3	13	4.54
4	41	8.94
Total	172	82.45

III.1.4.2 Cours d'eau principale

Le cours d'eau principal est identifié comme le tronçon dominant du réseau hydrographique, caractérisé par sa longueur de L_{cp} = 13.76 Km.

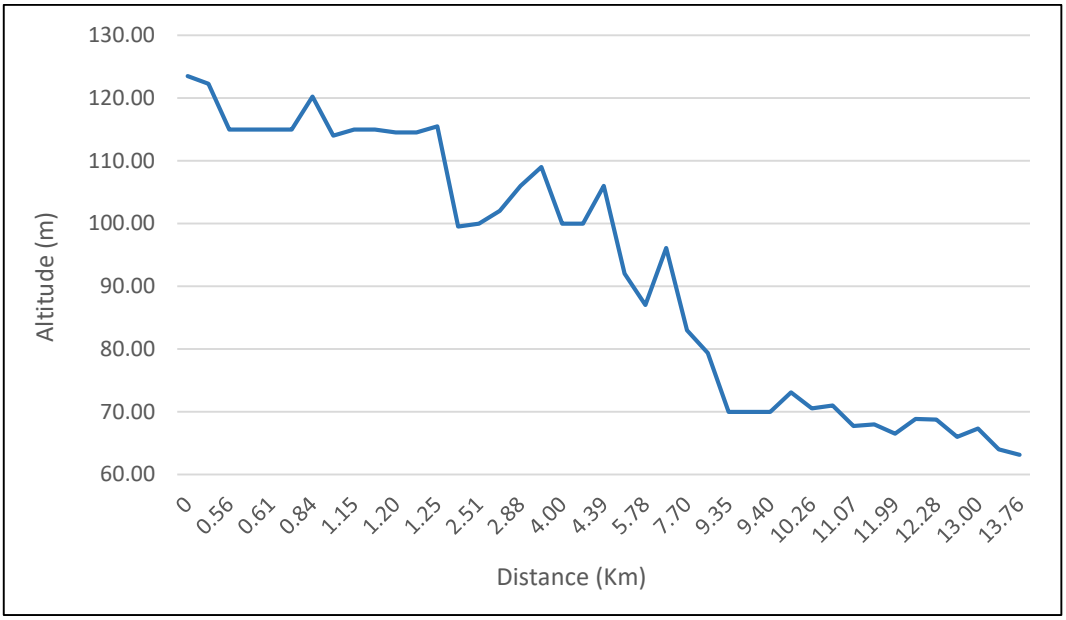


Figure III-7 : Profil en long du cours d'eau principale de l'oued de Stita.

- **Pente moyenne du cours d'eau principale « I_{cp} » :**

La pente moyenne d'un cours d'eau, obtenue en divisant la différence d'altitude entre ses extrémités par sa longueur. Elle influence sur la vitesse d'écoulement de l'eau vers l'exutoire du bassin, et donc le temps de concentration.

$$I_{cp} = \frac{\triangle H}{L_{cp}} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(III.11)}$$

Avec :

$\triangle H$: Différence d'altitude entre deux points extrêmes (m).

L_{cp} : Longueur du cours d'eau principale (km).

A.N :

$$I_{CP} = \frac{(123.50 - 63.12)\times 10^{-3}}{13.76} = 0.0044 \text{ Km/Km} = 0.44\ \%.$$

III.1.4.3 Densité de drainage « D_d »

La densité de drainage mesure la longueur totale des cours d'eau par unité de surface d'un bassin, indiquant la complexité et la ramification du réseau hydrographique. Elle reflète aussi la rapidité de l'écoulement des eaux, ce qui peut influencer les crues, l'envasement et la disponibilité en eau.

La densité de drainage correspond à la longueur totale des cours d'eau par unité de surface du bassin versant.

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \text{..... (III.12)}$$

Avec :

L_i : Longueur des cours d'eau d'ordre i (km).

S : Surface du bassin versant (Km^2).

A.N :

$$D_d = \frac{82.45}{70.11} = 1.18 \text{ Km/km}^2.$$

III.1.4.4 Densité hydrographique « F »

La densité hydrographique indique le nombre de canaux d'écoulement par unité de surface.

$$F = \frac{\sum N_i}{S} \text{..... (III.13)}$$

Avec :

N_i : Nombre des cours d'eau d'ordre i.

S : Surface du bassin versant (Km^2).

A.N :

$$F = \frac{172}{70.11} = 2.45 \text{ km}^{-2}.$$

III.1.4.5 Coefficient de torrentialité « C_t »

C'est un indicateur morphologique des bassins versants qui reflète la densité de drainage et la fréquence des cours d'eau d'ordre 1 (talwegs élémentaires). Il se calcule en multipliant la densité de drainage (D_d) par la fréquence des talwegs d'ordre 1.

Ce coefficient permet d'évaluer le potentiel de ruissellement et d'écoulement rapide de l'eau dans un bassin versant.

$$C_t = D_d \frac{N_1}{S} \text{..... (III.14)}$$

Avec :

D_d : Densité de drainage (Km/km^2).

N_1 : Nombre des talwegs d'ordre 1.

S : Surface du bassin versant (Km^2).

A.N :

$$C_t = 1.18 \times \frac{83}{70.11} = 1.39.$$

III.1.4.6 Longueur moyenne des versants « L_V »

Est donnée par la relation suivante :

$$L_V = \frac{L_{re}}{2D_d} \text{ ……. (III.15)}$$

Avec :

L_{re} : Longueur de rectangle équivalent (Km).

D_d : Densité de drainage (Km/km^2).

A.N :

$$L_V = \frac{13.75}{2 \times 1.18} = 5.83 \text{ Km.}$$

III.1.4.7 Temps de concentration « T_C »

C'est le temps qu'il faut à une goutte d'eau, provenant du point le plus éloigné, pour atteindre l'exutoire. Il donne une idée du temps nécessaire à l'eau pour parcourir tout le bassin, et il est important pour comprendre comment le bassin réagit à la pluie, en fonction de sa taille, de la topographie et du sol.

L'estimation du temps de concentration est obtenue grâce à des formules empiriques suivantes :

- **Formule de GIANDOTTI :**

Cette formule est recommandée pour les grands bassins versants :

$$T_C = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_{cp}}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \text{……. (III.16)}$$

Avec :

S : Surface du bassin versant (Km^2).

L_{cp} : Longueur du cours d'eau principale (km).

H_{moy} : L'altitude moyenne du bassin versant (m).

H_{min} : L'altitude minimale du bassin versant (m).

- **Formule TURRAZA :**

Cette formule est utilisée pour les bassins ayant une superficie supérieure à 40 km² :

$$T_C = 1.662\sqrt{S} \text{……. (III.17)}$$

Avec :

S : Surface du bassin versant (ha).

- **Formule SOGREAH :**

La méthode de SOGREAH (Société Générale d'Hydraulique et d'Aménagements), utilisée pour estimer le temps de concentration, prend en compte la morphologie spécifique des bassins méditerranéens. Elle est adaptée aux bassins semi-ruraux de grande surface (plus de 40 km²).

$$T_C = 3 \times \left(\frac{S \times L_{cp}}{(10 \times I_{cp})^{\frac{3}{2}}} \right) \text{……. (III.18)}$$

Avec :

S : Surface du bassin versant (Km^2).

L_{cp} : Longueur du cours d'eau principale (Km).

I_{cp} : Pente du cours d'eau principale (%).

Tableau III-9 : Récapitulatif du temps de concentration.

Formule	**T_C (h)**
GIANDOTTI	3.97
TURRAZA	2.32
SOGREAH	5.22
Moyenne	3.84

D'après ces résultats on prend en considération la Formule de GIANDOTTI car elle nous donne la valeur la plus proche à la moyenne, d'où :

$$T_C = 3.97 \text{ h} = 3 \text{ h et } 58 \text{ min}.$$

III.1.4.8 Vitesse de ruissellement « V_r »

Ce paramètre désigne la vitesse de l'écoulement par gravité à la surface du sol en fonction de la pente du terrain. La vitesse de ruissellement, qui correspond à la rapidité avec laquelle l'eau de pluie s'écoule vers l'exutoire d'un bassin.

$$V_r = \frac{L_{cp}}{T_C} \text{……..……. (III.19)}$$

Avec :

L_{cp} : Longueur du cours d'eau principale (km).

T_C : Temps de concentration (h).

A.N :

$$V_r = \frac{13.76}{3.97} = 3.47 \text{ Km/h.}$$

Tableau III-10 : Récapitulatif des caractéristiques du bassin versant.

Désignation		**Symbol**	**Unité**	**Valeur**
Surface		S	Km^2	70.11
Périmètre		P	Km	38.05
Cheminement hydraulique le plus long		L_{talweg}	Km	17.54
Cours d'eau principale	Longueur	L_{cp}	Km	13.76
	pente	I_{cp}	%	0.44
Altitude	Minimale	H_{min}	m	58
	95%	$H_{95\%}$	m	81
	Médiane	$H_{50\%}$	m	317.38
	Moyenne	H_{moy}	m	349.15
	5%	$H_{5\%}$	m	709.83
	Maximale	H_{max}	m	865
Indice de compacité de Gravelius		K_C	/	1.27
Coefficient d'allongement		K_P	/	2.70
Rectangle équivalent	Longueur	L_{re}	Km	13.75
	Largeur	l_{re}	Km	5.09
Pente moyenne du bassin versant		$I_{m\ BV}$	%	23.47
Indice de pente global		I_g	%	4.57
Indice de pente moyenne		I_m	%	5.86
Indice de pente de roche		I_r	%	7.32
Dénivelée spécifique		D_S	m	382.93
Densité de drainage		D_d	Km/Km^2	1.18
Densité hydrographique		F	Km^{-2}	2.45
Coefficient de torrentialité		C_t	/	1.39
Longueur moyenne des versants		L_V	Km	5.83
Temps de concentration		T_C	h	3.97
Vitesse de ruissellement		V_r	Km/h	3.47

III.2 Caractéristiques climatologiques

III.2.1 Température

La température constitue un facteur clé influençant le bilan hydrique, notamment à travers son impact sur l'évapotranspiration, c'est-à-dire le transfert de l'eau vers l'atmosphère depuis les surfaces terrestres. Dans le cadre de cette étude, nous avons exploité les relevés de température sur une période de 28 ans, fournis par la station météorologique de Tizi Ouzou (code 02.18.10). La température mensuelle moyenne observée durant cette période est estimée à 17,025 °C. Le mois de janvier représente la période la plus froide avec une moyenne de 8,3 °C, tandis que le mois d'août est le plus chaud, enregistrant une température moyenne de 27,5 °C.

Tableau III-11 : Répartition mensuelle de température.

Mois	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Jun	Jul	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec
T (°C)	8.3	9	11.6	14.4	17.5	23.4	25.9	27.5	24.9	18.2	13.7	9.9

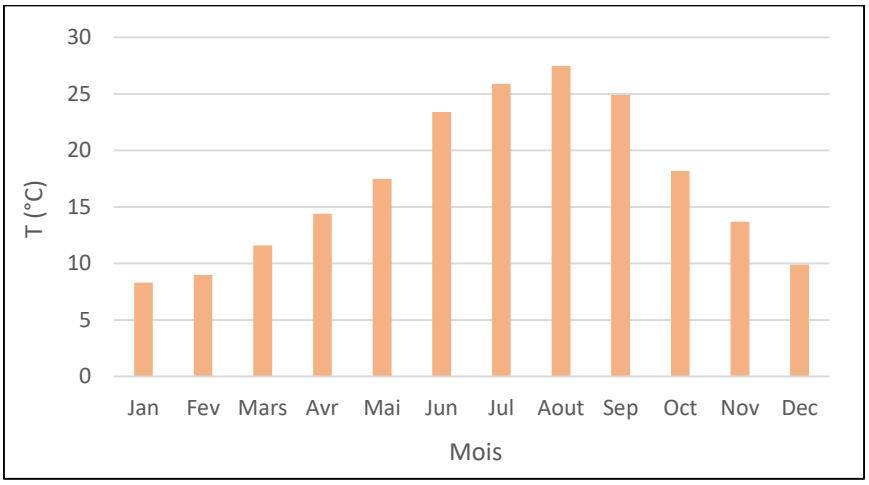


Figure III-8 : Histogramme de répartition mensuelle de température.

III.2.2 L'évaporation

Le taux d'évaporation est particulièrement élevé durant les mois de septembre, octobre, novembre et décembre, pouvant atteindre jusqu'à 161 mm. En revanche, pendant les mois d'hiver, ce taux est plus faible, avec une moyenne annuelle de perte par évaporation d'environ 1003 mm/an. Les valeurs d'évaporation sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III-12 : Répartition mensuelle de l'évaporation.

Mois	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Jun	Jul	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec
Es (mm)	78	53	34	33	41	57	80	89	113	149	161	115

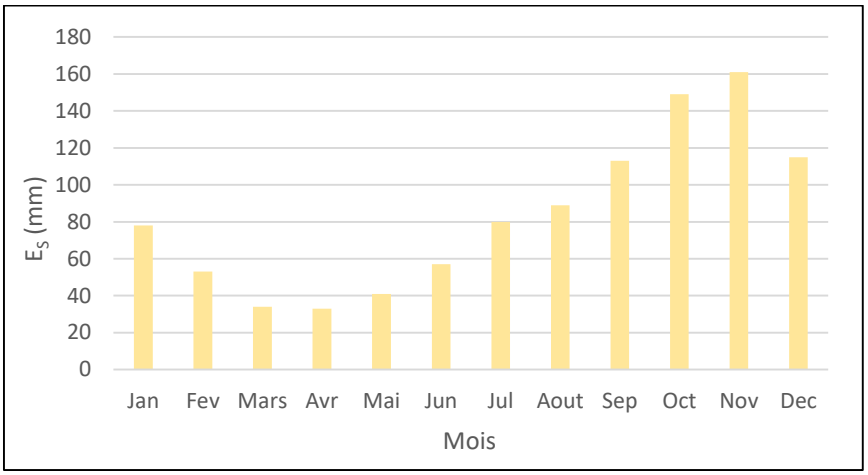


Figure III-9 : Histogramme de répartition mensuelle de l'évaporation.

III.2.3 Vent

La vitesse moyenne du vent est évaluée comme modérée, à environ 2,6 m/s. À Tizi-Ouzou, les vents les plus violents soufflent principalement à la fin de l'automne et au printemps, principalement dans la direction Est-Ouest. La vitesse maximale enregistrée atteint 3 m/s.

Tableau III-13 : Répartition mensuelle des vitesses moyenne du vent.

Mois	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Jun	Jul	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec
V (m/s)	2.7	2.7	2.9	2.8	2.5	2.3	2.3	2.3	2.2	2.5	2.9	3

Et concernant le sirocco a une fréquence maximale pendant l'été, en spécial en juillet et août. Il se manifeste comme une chaleur forte qui produit la sécheresse de la végétation.

Le nombre des jours avec sirocco, est donné pour la station Tizi Ouzou dans le tableau ci-dessous :

Tableau III-14 : Répartition mensuelle des jours affectés par le sirocco.

Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Jun	Jul	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec	Annuel
0	0.3	1.3	1.5	2.4	4	8.5	8.8	5.2	3.5	1.6	0.2	37.3

III.2.4 Pluviométrie

L'analyse pluviométrique repose sur l'exploitation des relevés mensuels et journaliers issus de la station de Makouda, choisie pour sa proximité géographique et sa représentativité par rapport à la zone d'étude. Les données, fournies par le réseau d'observation de l'ANRH, couvrent une période de 51 années, de 1968 à 2018, permettant une évaluation fiable et approfondie des précipitations dans la région.

Tableau III-15 : Les coordonnées de la station pluviométrique de Makouda.

Station	Code	Les cordonnées (UTM)		
		X (Km)	Y (Km)	Z (m)
Makouda	02.18.05	622.65	390.15	520

Le tableau suivant donne la répartition moyenne mensuelle établie sur la base des observations faites à la station de Makouda :

Tableau III-16 : Répartition des pluies moyennes mensuelle.

Mois	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Jun	Jul	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec	Annuel
P (mm)	127.75	113.83	93.45	74.61	47.84	16.31	3.39	6.85	43.36	67.93	111.73	139.01	846.07
P (%)	15.1	13.45	11.05	8.82	5.65	1.93	0.4	0.81	5.13	8.03	13.21	16.43	100

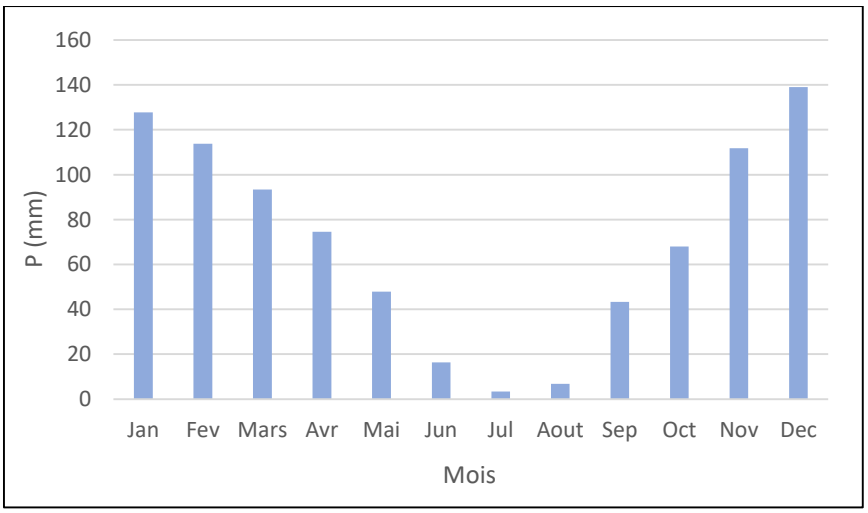


Figure III-10 : Histogramme de répartition des pluies moyennes mensuelle.

III.3 Etude des précipitations

III.3.1 Test d'homogénéité

Pour assurer l'absence de ruptures artificielles dans la série de données et vérifier son homogénéité, il est crucial de réaliser une analyse statistique en utilisant le test de la médiane (MOOD), suivant une démarche structurée en plusieurs étapes.

Les étapes à suivre pour appliquer le teste de la médiane sont les suivantes :

1. Classer la série en ordre décroissant.
2. Déterminer la médiane M de sorte que 50% des X_i soient inférieurs à M et 50% des X_i soient supérieurs à M.
   - Si N est impair, on prend la $\left(\frac{N+1}{2}\right)^{ème}$ valeur.
   - Si N est pair, on prend la moyenne entre la $\left(\frac{N}{2}\right)^{ème}$ valeur, et la $\left(\frac{N}{2}+1\right)^{ème}$ valeur.

   Avec :

   N : Nombre d'années.

   - Étant donné que la série de données est impaire, donc M = 68.4 mm.
3. Attribuer un signe à chaque valeur de la série non triée.
   - (+) : si $x_i > M$.
   - (-) : si $x_i < M$.
4. Calculons les quantités N_S et T_S, tel que :
   - N_S : Nombre total de séries de (+) ou de (-).
   - T_S : Taille de la plus grande série de (+) ou de (-).
5. Vérifier les conditions suivantes :

$$N_S > \frac{1}{2}\left(N + 1 - 1.91\sqrt{N+1}\right) \quad \text{..... (III.20)}$$

$$T_S < 3{,}3(\log_{10} N + 1). \quad \text{..... (III.21)}$$

On trouve :

$$N_S = 23 \quad ; \quad T_S = 4$$

Vérification des conditions du test :

$$N_S = 23 > \frac{1}{2}\left(51 + 1 - 1.91\sqrt{51+1}\right) = 19.11$$ (Condition vérifiée).

Et :

$$T_S = 4 < 3{,}3(\log_{10} 51 + 1) = 5.66$$ (Condition vérifiée).

D'après les résultats du test de la médiane, on peut conclure que la série pluviométrique de la station Makouda est homogène sur l'ensemble de la période étudiée.

III.3.2 Estimation des pluies journalières maximales

L'étude des précipitations maximales journalières à fréquence rare vise à évaluer les valeurs limites atteintes lors d'événements susceptibles de provoquer des crues importantes, nécessitant la mise en place de mesures de protection des ouvrages hydrauliques. Ces pluies maximales, souvent rares, sont des événements critiques, car elles peuvent générer des débordements importants. Pour analyser ces phénomènes, il est essentiel de suivre une démarche structurée en plusieurs étapes :

1. Trier la série de précipitations par ordre croissant afin d'avoir une vision claire de la distribution des valeurs.
2. Calculer la fréquence expérimentale pour chaque valeur, ce qui permet d'évaluer leur probabilité empirique d'occurrence.
3. Analyser les caractéristiques statistiques de la série, afin d'en extraire des paramètres représentatifs.
4. Ajuster graphiquement une loi de distribution adaptée aux données, pour modéliser leur comportement probabiliste.
5. Estimer le quantile correspondant à la période de retour souhaitée, tout en déterminant l'intervalle de confiance associé à cette estimation.

Cette démarche permet d'établir une relation fiable entre la distribution empirique des précipitations extrêmes et une loi théorique, facilitant ainsi la prévision des débits maximaux lors d'événements rares, et permettant de déterminer l'intensité de pluie pour une période de retour spécifique.

III.3.2.1 Précipitations maximales journalières

La série des valeurs maximales journalières de précipitations établie sur la base des observations faites à la station de Makouda (02.18.05) de la période 1968-2018 (51 ans d'observation).

Tableau III-17 : Répartition des pluies maximales journalières (1968-2018).

Année	PJ $_{max}$ (mm)	Année	PJ $_{max}$ (mm)	Année	PJ $_{max}$ (mm)
1968	182.1	1985	128.6	2002	102.8
1969	200.2	1986	99.5	2003	69.6
1970	7	1987	34.1	2004	51.8
1971	54.3	1988	57	2005	60.1
1972	89.7	1989	45.3	2006	96.1
1973	93.8	1990	61	2007	97.7
1974	88.4	1991	73.4	2008	49.9
1975	57	1992	113	2009	78.7
1976	61.4	1993	52.4	2010	73.1
1977	27.5	1994	68.4	2011	52.7
1978	70.3	1995	107.9	2012	60.8
1979	99.6	1996	31.9	2013	63.5
1980	106.9	1997	97.7	2014	77.9
1981	59	1998	36.8	2015	62.5
1982	67.1	1999	70.3	2016	67.5
1983	71.5	2000	80.8	2017	43.4
1984	89.6	2001	43.7	2018	65.4

- **Caractéristiques empiriques de la série :**
  - La moyenne « $\bar{X}$ » :

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{N} PJ_{max}}{N} = 74.1 \text{ mm.}$$

  - L'écart type « σ_x » :

$$\sigma_X = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N} (PJ_{max} - \bar{X})^2}{N}} = 34 \text{ mm.}$$

  - Coefficient de variation « C_V » :

$$C_V = \frac{\sigma_X}{\bar{X}} = 0{,}46.$$

  - L'exposant climatique « b » :

    L'exposant climatique pour notre région (b = 0,42), est donné par L'ANRH.

Tableau III-18 : Caractéristique de la série des pluies maximales journalières.

Nombre d'années d'observation	51
Valeur maximale (mm)	200.2
Valeur minimale (mm)	7
Médiane (mm)	68
Moyenne (mm)	74.1
Écart-type (mm)	34
Coefficient de variation « C_V »	0.46
Coefficient d'asymétrie « C_S »	1.52
Coefficient d'aplatissement « C_K »	6.48
Exposant climatique	0,42

III.3.2.2 Choix de la loi d'ajustement

L'efficacité d'une méthode d'ajustement pour les séries pluviométriques dépend de plusieurs éléments, tels que la loi de probabilité adoptée, la taille de l'échantillon et ses caractéristiques spécifiques. De nombreuses études, qu'elles soient empiriques ou théoriques, ont permis d'identifier dans quelles conditions chaque approche est la plus performante pour une loi donnée. Dans notre analyse, nous avons utilisé deux lois d'ajustement : la loi de Gumbel et la loi de Galton (Log-normale).

Ces lois ont été choisies en se basant sur des études comparatives qui ont permis d'identifier celles qui offrent les meilleures performances en fonction des caractéristiques statistiques des séries pluviométriques.

- **La loi de Gumbel :**

- La fonction de répartition de la loi de Gumbel :

$$F(x)=e^{-e^{-y}} \quad \text{(III.22)}$$

Sachant que « y » est la variable réduite de la loi de Gumbel :

$$y = \frac{x-x_0}{\alpha} = -\ln\left[-\ln\left(F(x)\right)\right] \quad \text{(III.23)}$$

Avec :

x : Variable étudiée (PJ_{max}).

x_0 : Paramètre de position.

α : Paramètre de l'échelle (α > 0).

- L'expression de quantile est alors :

$$x = \alpha y + x_0 \text{..... (III.24)}$$

- Les paramètres de Gumbel :

u : 58.7715.

alpha : 26.4846.

- Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel :

Tableau III-19 : Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel.

Période de retour T (ans)	Probabilité de fréquence (q)	PJ max (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	303	36.4	231 - 374
2000	0.9995	260	30.2	201 - 319
1000	0.9990	242	27.5	188 - 296
200	0.9950	199	21.3	157 - 241
100	0.9900	181	18.7	144 - 217
50	0.9800	162	16.0	131 - 194
20	0.9500	137	12.5	113 - 162
10	0.9000	118	9.93	98.9 - 138
5	0.8000	98.5	7.35	84.1 - 113
3	0.6667	82.7	5.55	71.8 - 93.6
2	0.5000	68.5	4.37	59.9 - 77.0

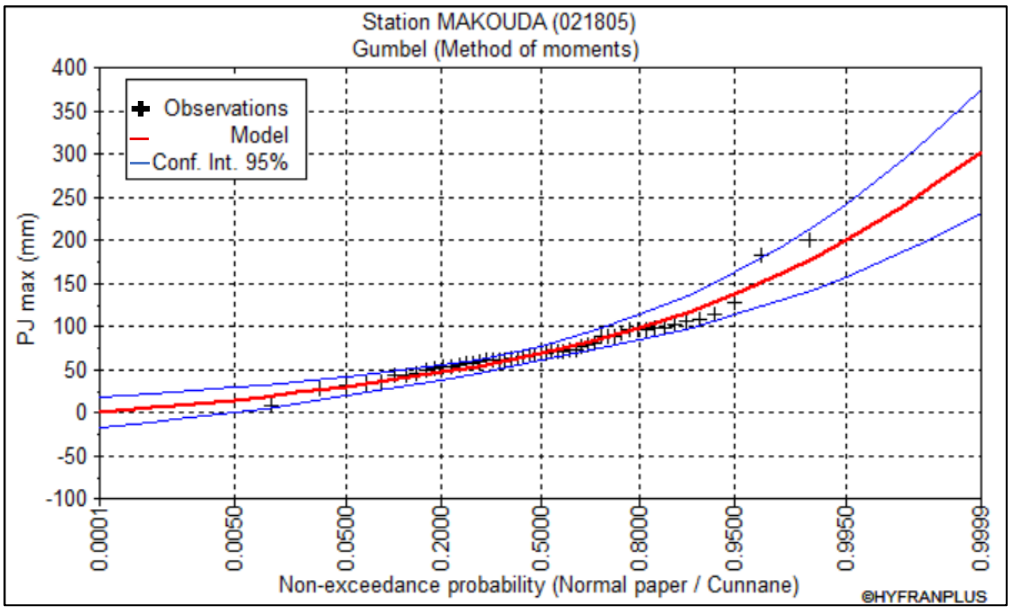


Figure III-11 : Représentation graphique de la loi de Gumbel.

Tableau III-20 : Caractéristiques de la loi de Gumbel.

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Moyenne (mm)	74.1	74.1
Écart-type (mm)	34	34
Médiane (mm)	68.5	68
Coefficient de variation « C_V »	0.46	0.46
Coefficient d'asymétrie « C_S »	1.14	1.52
Coefficient d'aplatissement « C_K »	2.4	6.48

- Test d'adéquation de la loi Log-Normal :

  Résultat de la statistique : $K^2 = 8.12$.

- **La loi de Galton (Log-normale) :**

- La fonction de répartition de la loi de Galton :

$$F(x)=\sqrt{2\pi}\int_{-\infty}^{u} e^{\frac{u^2}{2}}du \quad \text{(III.25)}$$

Sachant que « u » est la variable centrée réduite de la loi de Galton :

$$u = \frac{\ln(x)-\overline{\ln(x)}}{\sigma_{\ln(x)}} = -\ln\left[-\ln\left(F(x)\right)\right] \quad \text{(III.26)}$$

Avec :

x : Variable étudiée (PJ_{max}).

$\overline{\ln(x)}$: La moyenne des logarithmes de la variable x.

$\sigma_{\ln(x)}$: L'écart-type des logarithmes de la variable x.

- L'expression de quantile est alors :

$$\ln(x) = u\,\sigma_{\ln(x)}+\overline{\ln(x)} \quad \text{(III.27)}$$

- Les paramètres de Galton :

mu : 4.19743.

sigma : 0.510428.

- Résultats de l'ajustement à la loi de Galton :

Tableau III-21 : Résultat de l'ajustement à la loi de Galton.

Période de retour T (ans)	Probabilité de fréquence (q)	PJ max (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	444	90.1	267 - 621
2000	0.9995	357	65.1	229 - 484
1000	0.9990	322	55.8	213 - 431
200	0.9950	248	37.1	175 - 320
100	0.9900	218	30.2	159 - 277
50	0.9800	190	24.1	143 - 237
20	0.9500	154	17.0	121 - 187
10	0.9000	128	12.4	104 - 152
5	0.8000	102	8.52	85.5 - 119
3	0.6667	82.9	6.20	70.7 - 95.0
2	0.5000	66.5	4.75	57.2 - 75.8

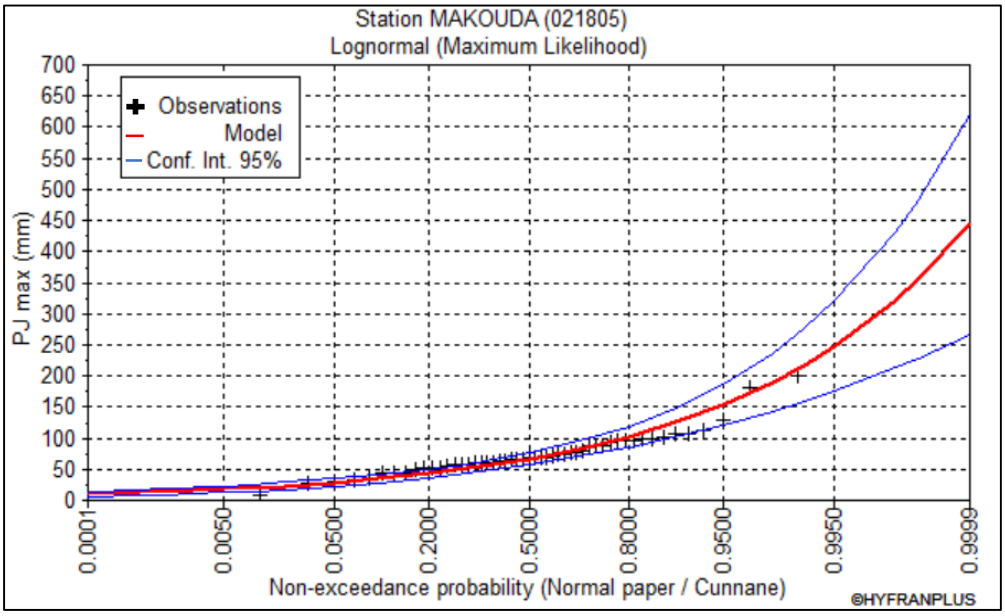


Figure III-12 : Représentation graphique de la loi de Galton.

Tableau III-22 : Caractéristiques de la loi de Galton.

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Moyenne (mm)	75.8	74.1
Écart-type (mm)	41.3	34
Médiane (mm)	66.5	68
Coefficient de variation « C_V »	0.55	0.46
Coefficient d'asymétrie « C_S »	1.8	1.52
Coefficient d'aplatissement « C_K »	9.26	6.48

- Test d'adéquation de la loi Log-Normal :

  Résultat de la statistique : $K^2 = 7.41$.

- **Interprétation :**

Après avoir analysé et comparé graphiquement les résultats des deux ajustements, il apparaît que la distribution log-normale (courbe de Galton) offre un ajustement plus précis pour la série de pluies maximales journalières. En effet, la majorité des points de données se trouvent à l'intérieur de l'intervalle de confiance et sont plus proches de la droite de Galton, ce qui indique une meilleure concordance avec cette loi. De plus, aucun point négatif n'a été observé suite à cet ajustement, renforçant la pertinence de la loi log-normale.

Les deux schémas d'ajustement montrent que la loi de Gumbel et la loi log-normale donnent des résultats très similaires, mais le test d'adéquation du Khi carré (K^2) effectué avec le logiciel "HYFRAN" indique que la loi log-normale offre une meilleure compatibilité avec les données, car la valeur de K^2 est plus faible. Ce critère statistique, combiné à la proximité des points avec la courbe de Galton, justifie donc le choix de la loi log-normale pour modéliser les pluies maximales journalières dans notre étude.

III.3.2 Pluie de courtes durées

La conversion des précipitations maximales journalières en précipitations de courte durée pour diverses fréquences, s'est faite à l'aide de la relation de K. Body (ANRH 1984).

$$P_{ct} = PJ_{max} \left(\frac{t}{24}\right)^b \quad \text{(III.28)}$$

Avec :

PJ_{max} : Pluie journalière maximale (mm).

t : Temps (h).

b : L'exposant climatique (b = 0,42).

L'intensité de pluies est donnée par la formule suivante :

$$I_0 = \left(\frac{PJ_{max}}{24}\right) \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \quad \text{(III.29)}$$

Tableau III-23 : Précipitations et les intensités pour les différentes fréquences.

T (h)	Fréquence (%)							
	0.01		0.1		1		2	
	P_{ct} (mm)	I_0 (mm/h)	P_{ct} (mm)	I_0 (mm/h)	P_{ct} (mm)	I_0 (mm/h)	P_{ct} (mm)	I_0 (mm/h)
0.5	87.35	174.70	63.35	126.70	42.89	85.78	37.38	74.76
1	116.87	116.87	84.76	84.76	57.38	57.38	50.01	50.01
2	156.36	78.18	113.40	56.70	76.77	38.39	66.91	33.46
3	185.39	61.80	134.45	44.82	91.02	30.34	79.33	26.44
3.97	208.54	52.53	151.24	38.10	102.39	25.79	89.24	22.48
4	209.20	52.30	151.72	37.93	102.71	25.68	89.52	22.38
5	229.75	45.95	166.62	33.32	112.81	22.56	98.32	19.66
6	248.04	41.34	179.88	29.98	121.78	20.30	106.14	17.69
7	264.63	37.80	191.91	27.42	129.93	18.56	113.24	16.18
8	279.89	34.99	202.99	25.37	137.42	17.18	119.77	14.97
9	294.09	32.68	213.28	23.70	144.39	16.04	125.85	13.98
10	307.39	30.74	222.93	22.29	150.93	15.09	131.54	13.15
11	319.95	29.09	232.03	21.09	157.09	14.28	136.91	12.45
12	331.86	27.65	240.67	20.06	162.94	13.58	142.01	11.83
13	343.20	26.40	248.90	19.15	168.51	12.96	146.87	11.30
14	354.05	25.29	256.77	18.34	173.84	12.42	151.51	10.82
15	364.46	24.30	264.32	17.62	178.95	11.93	155.96	10.40
16	374.48	23.40	271.58	16.97	183.86	11.49	160.25	10.02
17	384.13	22.60	278.58	16.39	188.61	11.09	164.38	9.67
18	393.47	21.86	285.35	15.85	193.19	10.73	168.38	9.35
19	402.50	21.18	291.91	15.36	197.63	10.40	172.24	9.07
20	411.27	20.56	298.26	14.91	201.93	10.10	175.99	8.80
21	419.78	19.99	304.44	14.50	206.11	9.81	179.64	8.55
22	428.07	19.46	310.45	14.11	210.18	9.55	183.18	8.33
23	436.13	18.96	316.30	13.75	214.14	9.31	186.63	8.11
24	444.00	18.50	322.00	13.42	218.00	9.08	190.00	7.92

Tableau III-24 : Précipitations et les intensités pour les différentes fréquences (suite).

T (h)	Fréquence (%)					
	5		10		20	
	P_{ct} (mm)	I_0 (mm/h)	P_{ct} (mm)	I_0 (mm/h)	P_{ct} (mm)	I_0 (mm/h)
0.5	30.30	60.59	25.18	50.36	20.07	40.13
1	40.54	40.54	33.69	33.69	26.85	26.85
2	54.23	27.12	45.08	22.54	35.92	17.96
3	64.30	21.43	53.45	17.82	42.59	14.20
3.97	72.33	18.22	60.12	15.14	47.91	12.07
4	72.56	18.14	60.31	15.08	48.06	12.01
5	79.69	15.94	66.24	13.25	52.78	10.56
6	86.03	14.34	71.51	11.92	56.98	9.50
7	91.79	13.11	76.29	10.90	60.79	8.68
8	97.08	12.14	80.69	10.09	64.30	8.04
9	102.00	11.33	84.78	9.42	67.56	7.51
10	106.62	10.66	88.62	8.86	70.62	7.06
11	110.97	10.09	92.24	8.39	73.50	6.68
12	115.10	9.59	95.67	7.97	76.24	6.35
13	119.04	9.16	98.94	7.61	78.84	6.06
14	122.80	8.77	102.07	7.29	81.34	5.81
15	126.41	8.43	105.07	7.00	83.73	5.58
16	129.89	8.12	107.96	6.75	86.03	5.38
17	133.24	7.84	110.74	6.51	88.25	5.19
18	136.47	7.58	113.43	6.30	90.39	5.02
19	139.61	7.35	116.04	6.11	92.47	4.87
20	142.65	7.13	118.56	5.93	94.48	4.72
21	145.60	6.93	121.02	5.76	96.44	4.59
22	148.47	6.75	123.41	5.61	98.34	4.47
23	151.27	6.58	125.73	5.47	100.19	4.36
24	154.00	6.42	128.00	5.33	102.00	4.25

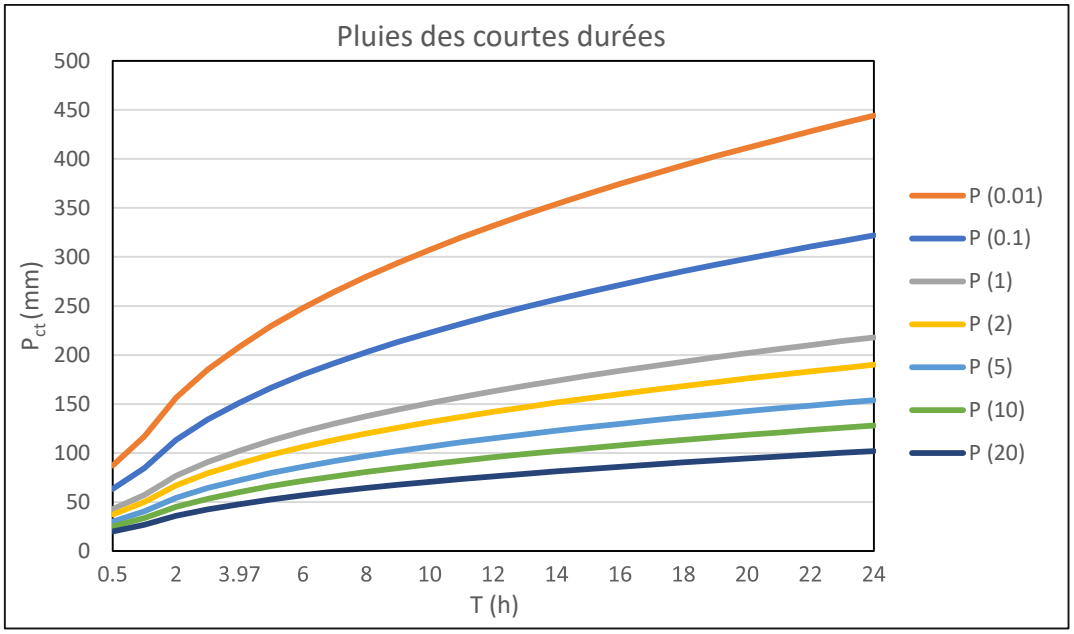


Figure III-13 : Pluies de courtes durées.

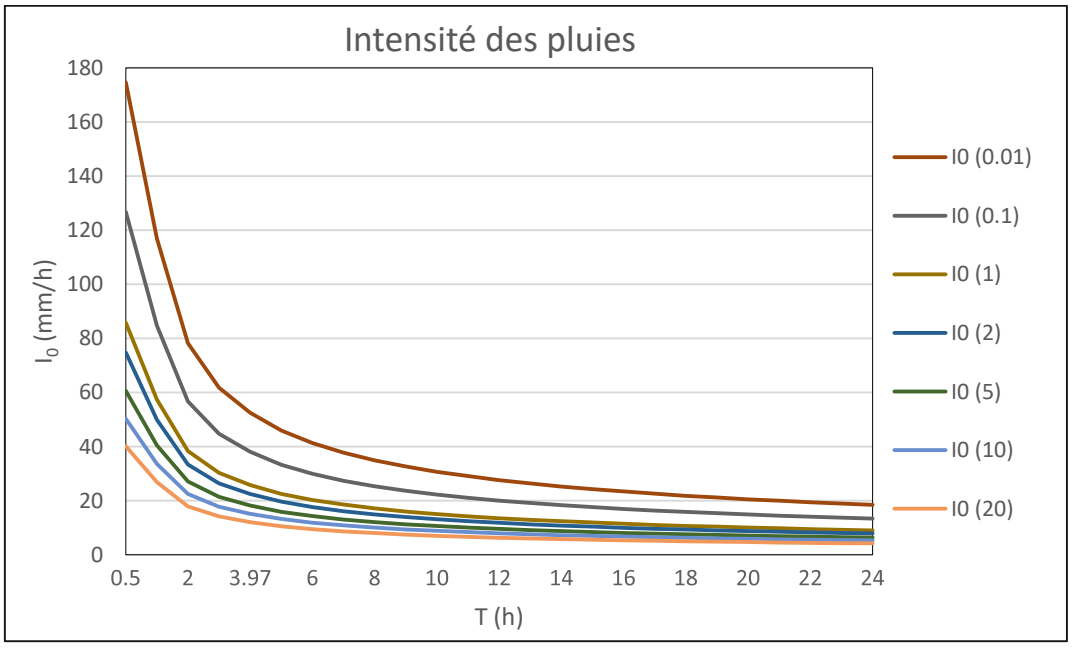


Figure III-14 : La courbe intensité - durée - fréquence.

III.4 Etude des apports

III.4.1 Apports liquides

La quantification des apports hydriques repose prioritairement sur les mesures hydrométriques disponibles, en particulier si elles ont été relevées directement sur le bassin versant concerné. En l'absence de telles données, il est possible d'avoir recours à l'analogie avec un bassin voisin aux caractéristiques similaires. Si aucune de ces deux options n'est envisageable, l'estimation

peut se faire à l'aide de modèles empiriques qui prennent en compte la pluviométrie et les paramètres physiques du bassin.

Dans cette étude, l'évaluation de l'apport annuel moyen du bassin versant alimentant la retenue s'appuie sur deux méthodes principales :

- L'exploitation des relevés fournis par des stations hydrométriques voisines.
- L'utilisation de formules empiriques basées sur les données climatiques et morphologiques.

III.4.1.1 Apports moyens annuels « A_0 »

III.4.1.1.1 L'analogie avec les stations Baghlia et Belloua

Étant donné l'absence de stations hydrométriques dans le bassin de l'oued Stita pour effectuer des mesures ou détient des enregistrements sur les débits ou niveaux d'eau. Une approche alternative a été adoptée. Nous avons estimé l'écoulement annuel dans cette zone en utilisant les données disponibles des stations situées sur l'oued de Sebaou, notamment entre les stations de Baghlia et Belloua. En supposant que l'écoulement est uniforme dans ces bassins, il en découle une réduction des stocks d'eau moyens annuels dans la zone du barrage de Zaouia, proportionnelle aux surfaces d'écoulement respectives.

Tableau III-25 : Stations hydrométriques de la zone de projet.

Code	Nom	Surface du BV (Km^2)
02 20 01	Baghlia	2390
02 18 03	Belloua	1490

- **Situations des stations :**

La station de Baghlia est située sur l'oued Sebaou environ à 20 km à l'aval de la station de Belloua, laquelle est située sur l'oued Sebaou à quelques kilomètres à l'aval de la confluence avec l'oued Aissi.

Les stocks d'eau peuvent être déterminés à partir de la relation suivante (selon l'ANBT) :

$$A_{Zaouia} = (A_{Baghlia} - A_{Belloua}) \frac{S_{Zaouia}}{S_{Baghlia} - S_{Belloua}} \quad \text{(III.30)}$$

Avec :

A_{Zaouia}, $A_{Baghlia}$ et $A_{Belloua}$: L'écoulement moyen annuel aux stations (Hm^3).

S_{Zaouia}, $S_{Baghlia}$ et $S_{Belloua}$: Surfaces des bassins de rétention aux stations (Km^2).

Tableau III-26 : Répartition mensuelle de l'apport moyen des stations hydrométriques.

Mois	**$A_{Baghlia}$ (Hm^3)**	**$A_{Belloua}$ (Hm^3)**	**A_{Zaouia} (Hm^3)**	**A_{Zaouia} (%)**
Sep	19.7	2.73	1.32	7.04
Oct	16.54	14.76	0.14	0.74
Nov	37.03	26.24	0.84	4.47
Dec	115.02	79.28	2.78	14.83
Jan	141.8	101.15	3.17	16.87
Fev	133.14	96.77	2.83	15.09
Mar	149.68	111.53	2.97	15.82
Avr	102.41	68.34	2.65	14.13
Mai	47.27	33.35	1.08	5.77
Jun	18.91	8.2	0.83	4.44
Jul	3.15	2.73	0.03	0.17
Aout	3.15	1.64	0.12	0.63
Annuel	787.8	546.73	18.78	100

III.4.1.1.2 Formules empiriques

Les paramètres utilisés dans ces formules sont :

- Surface du bassin versant : S = 70.11 Km^2.
- Pluie moyenne annuelle : P_{moy} = 846.07 mm.
- Température moyenne annuelle : T = 17.025 °C.
- Densité de drainage : D_d = 1.18 Km/Km^2.

- **Formule de l'ANRH :**

Elle est basée sur des études régionales en Algérie et donne le volume d'écoulement en fonction des précipitations :

$$A_0 = 0.915\ P_{moy}^{2.684}\ S^{0.842} \quad \text{(III.31)}$$

Avec :

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (mm).

S : Surface du bassin versant (Km^2).

- **Formule de TURC :**

$$Le = P_{moy} - \frac{P_{moy}}{\sqrt{0.9 + \frac{P_{moy}^2}{L^2}}} \text{……. (III.32)}$$

Où :

$$L = 300 + 25T + 0.05T^3 \text{……. (III.33)}$$

Et :

$$A_0 = Le \cdot S \text{……. (III.34)}$$

Avec :

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (mm).

T : Température moyenne annuelle (°C).

L : Coefficient qui dépend de la température.

Le = Lame d'eau écoulée (mm).

- **Formule de MEDINGER :**

$$Le = 1.024 (P_{moy} - 0.26)^2 \text{……. (III.35)}$$

Soit :

$$A_0 = Le \cdot S \text{……. (III.36)}$$

Avec :

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (mm).

Le = Lame d'eau écoulée (mm).

- **Formule de COUTAGNE :**

$$D = P_{moy}^2 - \lambda P_{moy}^2 \text{……. (III.37)}$$

Où :

$$\lambda = \frac{1}{0.8 + 0.14T} \text{……. (III.38)}$$

Et :

$$Le = P_{moy} - D \text{……. (III.39)}$$

Soit :

$$A_0 = Le \cdot S \text{……...……} \quad \text{(III.40)}$$

Avec :

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (mm).

T : Température moyenne annuelle (°C).

D : Déficit d'écoulement.

- **Formule de DERIE II :**

$$A_0 = 0.513\ P_{moy}^{2.683}\ D_d^{0.5}\ S^{0.842} \text{…….……} \quad \text{(III.41)}$$

Avec :

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (mm).

D_d : Densité de drainage (Km/Km^2).

S : Surface du bassin versant (Km^2).

Tableau III-27 : Récapitulatif des résultats de l'apport moyen.

Méthode		**Apports (Hm^3)**
Analogie		18.78
Formules empiriques	ANRH	20.92
	TURC	11.57
	MEDINGER	24.65
	COUTAGNE	24.96
	DERIE II	12.74
	Moyenne	18.97

La valeur la plus proche de la moyenne, estimée à l'aide de la formule de l'ANRH, est considérée comme représentative de l'apport dans notre zone d'étude. Cette décision repose sur plusieurs éléments : les enregistrements des stations hydrométriques dans les bassins versants voisins couvrent une période allant de 1949 à 1986, ce qui confère une certaine fiabilité aux données. La valeur retenue plus proche à la moyenne calculée par des formules empiriques, ce qui la rend appropriée pour cette région. Elle est également en harmonie avec l'analogie régionale, et la formule de l'ANRH est spécifiquement appliquée à la région algérienne. Donc :

$$A_0 = 20.92\ Hm^3.$$

La répartition mensuelle de l'apport annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations :

Tableau III-28 : Répartition des apports moyens mensuels.

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Jun	Jul	Aout	Annuel
A_0 (Hm^3)	1.07	1.68	2.76	3.44	3.18	2.81	2.31	1.84	1.18	0.4	0.08	0.17	20.92
A_0 (%)	5.13	8.03	13.21	16.43	15.1	13.45	11.05	8.82	5.65	1.93	0.4	0.81	100

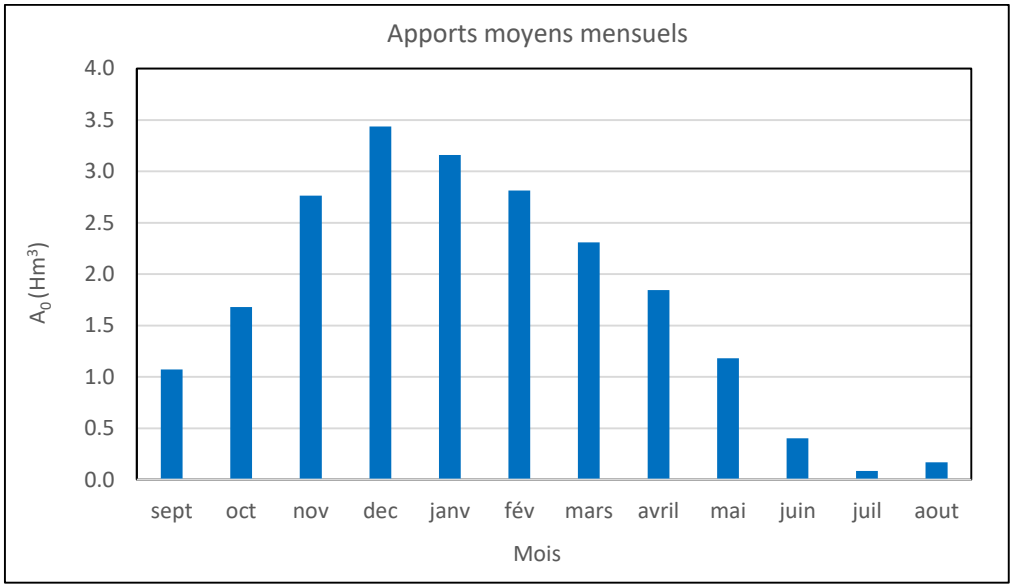


Figure III-15 : Histogramme de répartition des apports moyens mensuels.

III.4.1.2 Caractéristiques de l'écoulement

III.4.1.2.1 Module d'écoulement « M_e »

$$M_e = \frac{A_0}{T} \text{..... (III.42)}$$

Avec :

A_0 : Apport moyen annuel (l).

T : Temps d'une année (s).

A.N :

$$M_e = \frac{20.92 \times 10^9}{3.1536 \times 10^7} = 663.37 \text{ l/s.}$$

III.4.1.2.2 Module de l'écoulement relatif (spécifique) « M_0 »

$$M_0 = \frac{M_e}{S} \text{……. (III.43)}$$

Avec :

M_e : Module d'écoulement (l/s).

S : Surface du bassin versant (Km^2).

A.N :

$$M_0 = \frac{663.37}{70.11} = 9.46 \text{ l/s/Km}^2.$$

III.4.1.2.3 Lame d'eau écoulée « L_e »

$$L_e = \frac{A_0}{S} \text{……..…….. (III.44)}$$

Avec :

A_0 : Apport moyen annuel (l).

S : Surface du bassin versant (Km^2).

A.N :

$$L_e = \frac{20.92}{70.11} \times 1000 = 298.39 \text{ mm.}$$

III.4.1.2.4 Coefficient de l'écoulement « C_e »

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} \text{……..……. (III.45)}$$

Avec :

L_e : Lame d'eau écoulée (mm).

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (mm).

A.N :

$$L_e = \frac{298.39}{846.07} = 0.35.$$

III.4.1.2.5 Coefficient de variation « C_V »

- **Formule de SOKOLOVSKI :**

$$C_V = 0.78 - 0.29 \log M_0 - 0.063 \log (S + 1) \text{ ……..……. (III.46)}$$

Avec :

M_0 : Module de l'écoulement relatif ($l/s/Km^2$).

S : Surface du bassin versant (Km^2).

- **Formule de KRISTY MENHEL :**

$$C_V = \frac{0.83}{S^{0.06} M_0^{0.27}} \text{ ……. (III.47)}$$

Avec :

S : Surface du bassin versant (Km^2).

M_0 : Module de l'écoulement relatif ($l/s/Km^2$).

- **Formule d'ANTONOV :**

$$C_V = \frac{0.7}{(S + 1000)^{0.097}} \text{ ……. (III.48)}$$

Avec :

S : Surface du bassin versant (Km^2).

- **Formule Algérienne de N.N PADOUN :**

$$C_V = \frac{0.93\ K}{M_0^{0.23}} \text{ ……. (III.49)}$$

Avec :

K : Coefficient de réduction K = (0.25 ÷ 1.00) on le prend k = 0.62.

M_0 : Module de l'écoulement relatif ($l/s/Km^2$).

Tableau III-29 : Réduplicatif des résultats de coefficient de variation.

Formule	Résultat
SOKOLOVSKI	0.38
KRISTY MENHEL	0.35
ANTONOV	0.36
Algérienne N.N PADOUN	0.34
Moyenne	0.36

Toutes les valeurs sont proches, et la valeur moyenne correspond à celle calculée à partir de la formule d'ANTONOV. Par conséquent, on considère que le coefficient de variation C_V est égal à 0.36.

$$C_V = 0.36.$$

III.4.1.3 Apports fréquentiels « $A_{\%}$ »

L'estimation des apports selon la méthode fréquentielle peut être réalisée par l'utilisation de la loi log-normale (Galton), dont la valeur caractéristique est calculée à partir de la formule de Body. Cette approche permet d'obtenir une valeur représentative des apports en se basant sur cette distribution :

$$A_{\%} = \frac{A_0}{\sqrt{C_V^2 + 1}} e^{-\mu\sqrt{\ln(C_V^2 + 1)}} \quad \text{(III.50)}$$

Avec :

$A_{\%}$: Apport de fréquence donnée.

A_0 : Apport moyen annuel (Hm^3).

C_V : Coefficient de variation.

μ : Variable réduite de Gauss, tirée de la table de la loi normale réduite.

Donc la distribution des apports fréquentiels sera régie par l'équation :

$$A_{\%} = \frac{20.92}{\sqrt{0.36^2 + 1}} \times e^{-\mu\sqrt{\ln(0.36^2 + 1)}} = 19.68 \times e^{-0.35\,\mu} \quad \text{(III.51)}$$

Tableau III-30 : Apports fréquentiels.

Période de retour T (ans)	Fréquence (%)	Variable de Gauss (μ)	$A_{(P)\%}$ (Hm^3)
1000	99.9	3.08	6.70
100	99	2.33	8.71
50	98	2.05	9.60
20	95	1.64	11.09
10	90	1.28	12.57
5	80	0.84	14.67

La valeur de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80% est de :

$$A_{80\%} = 14.67\ Hm^3.$$

- **Répartition de l'apport annuel estimé à une probabilité de 80% :**

La répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80% (garantissant le remplissage 4 années sur 5) suit la même répartition mensuelle des précipitations.

Tableau III-31 : Répartition des apports moyens mensuels de fréquence de 80 %.

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Jun	Jul	Aout	Annuel
$A_{80\%}$ (Hm^3)	0.75	1.18	1.94	2.41	2.22	1.97	1.62	1.29	0.83	0.28	0.06	0.12	14.67
$A_{80\%}$ (%)	5.13	8.03	13.21	16.43	15.1	13.45	11.05	8.82	5.65	1.93	0.4	0.81	100

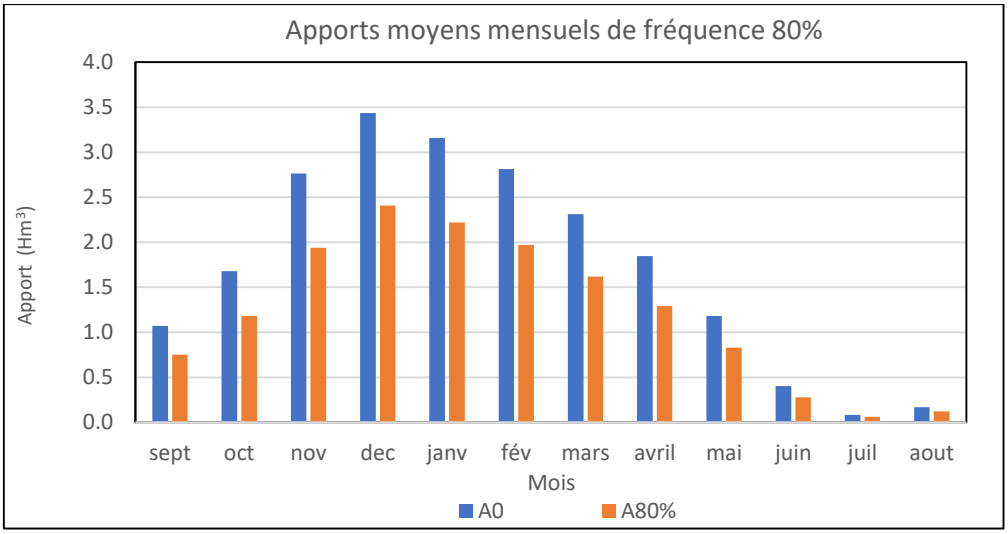


Figure III-16 : Histogramme de répartition des apports moyens mensuels de fréquence 80%.

III.4.2 Apports solides et estimation du volume mort

Le transport solide dans un cours d'eau constitue la seconde étape de l'érosion, dépendant principalement de la puissance fournie par la perte de charge au cours de l'écoulement. Cette puissance permet de déplacer les sédiments, dont la capacité de charriage est liée à la nature granulométrique des matériaux et à la vitesse de l'eau, variables selon l'espace, le temps et le débit. La répartition entre charriage (transport de particules grossières) et suspension (transport de particules fines) dépend surtout de la taille des particules, de la vitesse de l'eau et de la turbulence de l'écoulement.

L'évaluation de l'envasement dans une retenue est indispensable pour un dimensionnement fiable, une meilleure estimation de la durée de vie de l'ouvrage, et une gestion rationnelle des sédiments. Elle repose sur l'estimation des apports solides, issus du charriage et de la suspension. En l'absence de mesures précises, on utilise souvent des méthodes empiriques, basées sur les caractéristiques hydrologiques du bassin versant, pour estimer ces apports et prévoir l'évolution de l'envasement.

III.4.2.1 Apport solide en suspension

- **Formule de FOURNIER :**

$$E_S = \frac{1}{36} \left(\frac{P^2}{Pa}\right)^{2.65} \left(\frac{h^2}{S}\right)^{0.46} \text{……..……..……} \text{ (III.52)}$$

Avec :

P : Pluie du mois le plus pluvieux (mm).

Pa : Pluie moyenne annuelle (mm).

h : Dénivelée moyenne de 45% de la différence entre H_{max} et H_{min} (m).

S : Surface du bassin versant (Km^2).

- **Formule de TIXERONT :**

$$E_S = \alpha \, L_r^{0.15} \text{…….…..……} \text{ (III.53)}$$

Avec :

α : Facteur dépend de perméabilité du bassin versant (perméabilité moyenne α =350).

L_r : Lame d'eau ruisselée (mm).

- **Formule de SAIDI :**

$$E_S = 19 \, M_0^{1.246} \, C_e^{-0.885} \text{…….……} \text{ (III.54)}$$

Avec :

M_0 : Module de l'écoulement relatif ($l/s/Km^2$).

C_e : Coefficient de l'écoulement.

Et le calcul du volume mort se base sur la formule suivante :

$$V_m = \frac{E_S \, . \, S \, . \, T}{\gamma_S} \text{……} \text{ (III.55)}$$

Avec :

E_S : L'érosion spécifique ($T/Km^2/ans$).

S : Surface du bassin versant (Km^2).

T : Temps d'exploitation (50 ans).

γ_S : Poids spécifique des sédiments (1.4 tonne/m^3).

Tableau III-32 : Réduplicatif des résultats de l'apport solide en suspension.

Formule	E_S (T/Km^2/ans)	V_m (Mm^3)
FOURNIER	148.06	0.37
TIXERONT	822.78	2.06
SAIDI	791.06	1.98

Nous avons opté pour la méthode de TIXERONT (V_m = 2.06 Mm^3) car elle donne généralement des résultats plus élevés, ce qui permet d'assurer une marge de sécurité dans le dimensionnement et la gestion des ouvrages. De plus, cette formule est largement utilisée en Algérie, ce qui garantit sa fiabilité et sa compatibilité avec les conditions locales, tout en étant simple à appliquer avec les données disponibles.

III.4.2.2 Apport solide en charriage

Tenant compte du transport solide par charriage, qui représente en moyenne 15% du transport en suspension, cette estimation permet d'affiner la quantification des sédiments transportés. En considérant cette proportion, on obtient une évaluation plus réaliste des apports solides.

Donc le transport solide par charriage est estimé à 0,31 Mm³.

Et le volume mort durant 50 ans d'exploitation de la retenue sera évalué à 2,37 Mm³.

III.5 Etude des crues

L'étude des crues vise à analyser les écoulements exceptionnels des rivières, en déterminant les débits de pointe, la forme des hydrogrammes, et les volumes écoulés. Elle permet de prévoir les crues potentielles, essentielles pour la conception sécurisée d'infrastructures comme les barrages. La crue se définit par une élévation anormale du niveau d'eau causée par la pluie ou la fonte de neige, et ses paramètres clés sont le débit maximum, la durée et le volume total. Ces études facilitent la gestion des risques et la bonne dimension des ouvrages hydrauliques pour assurer leur sécurité et efficacité.

III.5.1 Evaluation des débits maximums des crues « $Q_{max.P\%}$ »

III.5.1.1 Formules empiriques

- **Formule de MALLET - GAUTHIER :**

$$Q_{max.P\%} = \frac{2.\,K.\,Log\left(1 + A.\,P_{moy}\right).\,S.\,\sqrt{1 + 4\,Log\,T - Log\,S}}{\sqrt{L}} \quad \text{(III.56)}$$

Avec :

K : Coefficient dépendant des caractéristiques du bassin, K = (1 ÷ 3) on le prend k = 2.

A : Paramètre du bassin, A = (20 ÷ 30) on le prend A = 25.

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (mm).

S : Surface du bassin versant (Km^2).

T : Période de retour (an).

L : Longueur du cours d'eau principale (km).

- **Formule de SOKOLOVSKY :**

$$Q_{max.P\%} = \frac{0.28 \,.\, (P_{ct} - H_0) \,.\, \alpha \,.\, F \,.\, S}{T_C} \text{..... (III.57)}$$

Avec :

P_{ct} : Pluie de courte durée correspondante au temp de concentration (mm).

H_0 : Perte initiale (Au nord d'Algérie = 7 mm).

α : Coefficient de ruissellement du bassin versant, α = (0.6 ÷ 0.8) on le prend α = 0.7.

F : coefficient de forme de la crue $F = \frac{12}{4+3\gamma}$, pour un bassin non boisé avec un sol peut perméable

γ = (2 ÷ 2.5) on le prend γ = 2.25.

S : Surface du bassin versant (Km^2).

T_C : Temps de concentration (h).

- **Formule de POSSENTI :**

$$Q_{max.P\%} = \frac{\mu \,.\, PJ_{max\%} \,.\, S}{L} \text{..... (III.58)}$$

Avec :

μ : Coefficient compris (700 ÷ 800) on le prend μ = 750.

$PJ_{max\%}$: Pluie maximale journalière correspondante a une période de retour donnée (mm).

S : Surface du bassin versant (Km^2).

L : Longueur du cours d'eau principale (km).

- **Formule de GIANDOTTI :**

$$Q_{max.P\%} = \frac{170 \,.\, S \,.\, \sqrt{(H_{moy} - H_{min})}}{4 \,.\, \sqrt{S} + 1.5L} \times P_{ct} \text{..... (III.59)}$$

Avec :

S : Surface du bassin versant (Km^2).

H_{moy}, H_{min} : Altitudes moyenne et minimale respectivement (m).

L : Longueur du cours d'eau principale (km).

P_{ct} : Pluie de courte durée correspondante a une période de retour donnée (mm).

Tableau III-33 : Récapitulatif des résultats des formules empiriques de débit maximal des crues.

Formule	Période de retour T (ans)					
	10000	1000	100	50	20	10
MALLET - GAUTHIER	1272.98	1092.13	874.65	797.65	682.67	580.76
SOKOLOVSKY	778.52	557.17	368.48	317.48	252.36	205.19
POSSENTI	1696.7	1230.49	833.07	726.07	588.5	489.14
GIANDOTTI	783.45	568.18	384.67	335.26	271.74	225.86

III.5.1.2 Méthode de GRADEX

La méthode GRADEX est une approche probabiliste développée par Guillot et Duband (1967), utilisée pour estimer les débits de crues rares (périodes de retour de 100 à 10 000 ans), à partir des pluies extrêmes. Elle s'applique aux bassins versants de quelques dizaines à plusieurs milliers de km² (jusqu'à 5000 km^2).

- **Principe de la méthode :**

La méthode suppose que, pour les crues rares, le sol devient saturé lorsque la période de retour atteint environ dix ans, la capacité de rétention du bassin restant constante. Au-delà, toute augmentation des précipitations entraîne une hausse proportionnelle du débit. En utilisant la distribution des pluies extrêmes (souvent la loi de Gumbel), cette approche permet d'estimer les crues exceptionnelles en tenant compte du comportement asymptotique du bassin, facilitant ainsi la prévision des débits maximaux rares en fonction des caractéristiques du sol et du bassin.

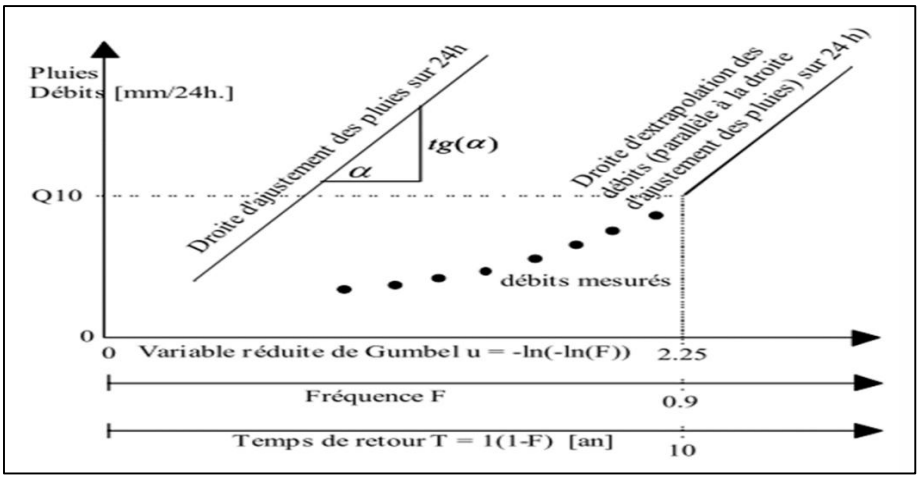


Figure III-17 : Principe de la méthode de GRADEX.

- **Hypothèses de la méthode :**

La méthode GRADEX repose sur plusieurs hypothèses clés. Elle considère que les crues extrêmes sont provoquées uniquement par des pluies maximales, réparties de façon uniforme sur l'ensemble du bassin versant, sans influence d'autres facteurs. Elle suppose également que les précipitations extrêmes et les débits qui en résultent suivent une même loi de distribution statistique, généralement la loi de Gumbel, adaptée aux événements rares. Cette loi se traduit par une relation linéaire entre la pluie et la période de retour sur un diagramme en probabilité, dont la pente représente le gradient ou "Gradex". Enfin, il est admis que la capacité de rétention du bassin atteint sa limite à partir d'une crue décennale, servant ainsi de point de référence (ou point pivot) pour l'extrapolation des crues plus rares.

- **Etapes de la méthode :**

1. Choix du pas de temps : sélectionner un intervalle de temps adapté, généralement correspondant à la durée d'observation ou à la période d'analyse. Pour la simplicité du calcul, on peut également utiliser une valeur arrondie.

Dans notre cas, on a un temps de base de 19.85 heures, donc nous avons opté (n = 20 heures).

2. Ajustement des pluies maximales journalières : utiliser la loi de Gumbel pour modéliser la distribution des pluies extrêmes journalières. En ajustant les données, déterminer la pente « a » (le paramètre Gradex) de la droite de Gumbel.

$$P\ (mm) = a\ .\ \mu + b \quad \text{(III.60)}$$

Avec :

μ : Variable réduite de Gumbel.

Les paramètres a et b de la loi de Gumbel sont estimés à l'aide de la méthode des moments, en s'appuyant sur la moyenne et l'écart type de la série de données.

Le paramètre b, qui représente un facteur d'échelle, s'obtient par la relation :

$$b = \frac{\sqrt{6}}{\pi} \times \sigma_x \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(III.61)}$$

Quant au paramètre a, qui détermine la localisation, il se calcule avec la formule :

$$a = \bar{X} - b \times \gamma \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(III.62)}$$

Avec :

σ_x : L'écart type (mm).

$\bar{X}$: La moyenne (mm).

γ : Constante d'Euler-Mascheroni ($\gamma \approx 0{,}5772$).

Les résultats obtenus à partir des ajustements des pluies maximales journalières sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III-34 : Résultats d'ajustement des pluies maximales journalières de la station de Makouda.

Moyenne (mm)	74.1
Écart-type (mm)	34
Paramètre de l'ajustement de Gumbel « a »	58.8
Paramètre de l'ajustement de Gumbel « b » (Pente)	26.5

Donc :

$$P\ (mm) = 26.5\ \mu + 58.8$$

3. Extrapoler le débit décennal (Q_{10}) à partir de la distribution des débits observés. Ensuite, convertir ce débit en lame d'eau équivalente en appliquant la formule :

$$R\ (mm) = [Q_{10}\ (m^3/s) \times 3{,}6 \times n\ (heures)] / S\ (km^2) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(III.63)}$$

Étant donné l'absence d'enregistrements de crues pour le bassin étudié, on procède une estimation par analogie avec un autre bassin voisin (Belloua), dont :

Surface : 1490 Km^2.

Q_{10ans} : 2034 m3/s.

On a :

$$\frac{Q_{10\ Zaouia}}{S_{Zaouia}} = \frac{Q_{10\ Belloua}}{S_{Belloua}} \text{..... (III.64)}$$

Donc :

$$Q_{10\ Zaouia} = S_{Zaouia} \times \frac{Q_{10\ Belloua}}{S_{Belloua}} \text{..... (III.65)}$$

A.N :

$$Q_{10\ Zaouia} = 70.11 \times \frac{2034}{1490} = 95.7\ m^3/s.$$

Et :

$$R_{10ans} = \frac{95.7 \times 3.6 \times 20}{70.11} = 98.28\ mm.$$

4. Extrapoler de la distribution des débits au-delà de 0.9 (T=10 ans) par une droite de pente égale au Gradex de la pluie.

$$Q_{\mu\%} = a \,.\, \mu + b' \text{..... (III.66)}$$

Avec :

a : Le Gradex de la pluie.

μ : Variable réduit de Gumbel (μ = -ln (-ln (F)) et F = $\frac{T-1}{T}$).

$$b' = R_{10ans} - a \,.\, \mu_{(10ans)} \text{..... (III.67)}$$

$$F = \frac{10-1}{10} = 0.9 \qquad \text{et} \qquad \mu = -\ln(-\ln(0.9)) = 2.25$$

$$b' = 98.28 - 26.5 \times 2.25 = 38.655$$

Alors :

$$Q_{\mu\%} = 26.5 \times \mu + 38.655$$

5. Calcule des débits pour chaque période de retour : Déterminer Q en millimètres pour chaque période de retour souhaitée (10 ans, 50 ans, etc.), en utilisant la droite ajustée.

6. Exprimer ces Q en (m^3/s) par la formule :

$$Q\ (m^3/s) = [Q\ (mm) \times S\ (km^2)] / [3{,}6 \times n\ (heures)] \text{..... (III.68)}$$

7. Calculer les débits des points « K_P » : Calculer le coefficient de pointe en rapportant le débit maximum observe au débit moyen (les enregistrements de Belloua $K_P = 2$)

$$Q_p\,(m^3/s) = Q\,(m^3/s) \times K_P \text{……. (III.69)}$$

Tableau III-35 : Débits de pointe par la méthode du GRADEX.

Période de retour T (ans)	F (x)	Variable de Gauss (μ)	$Q_{\mu\%}$ (mm)	Q (m^3/s)	Q_P (m^3/s)
10000	0.9999	9.21	282.73	275.31	550.61
1000	0.999	6.91	221.70	215.88	431.76
100	0.99	4.60	160.56	156.34	312.69
50	0.98	3.90	142.06	138.33	276.65
20	0.95	2.97	117.37	114.28	228.57
10	0.90	2.25	98.29	95.71	191.42

On a opté les résultats de la méthode de GRADEX pour les débits maximums des crues.

III.5.2 Hydrogramme de crue

La méthode de Sokolovsky est utilisée pour analyser la forme des crues, en modélisant l'hydrogramme avec deux équations paraboliques : une pour la montée et une pour la décrue. Elle permet de caractériser la durée, le volume total et le débit max, en divisant l'hydrogramme en deux parties asymétriques.

- **Pour la montée de la crue :**

$$Q_m = Q_{max}\left(\frac{t}{t_m}\right)^2 \text{…… (III.70)}$$

Avec :

Q_m : Débit instantané de la montée (m^3/s).

Q_{max} : Débit maximum de la crue de fréquence considérée (m^3/s).

t_m : Temps de montée de la crue (h).

- **Pour la décrue :**

$$Q_d = Q_{max}\left(\frac{t_d - t}{t_d}\right)^3 \text{…… (III.71)}$$

Avec :

Q_d : Débit instantané de la décrue (m^3/s).

Q_{max} : Débit maximum de la crue de fréquence considérée (m^3/s).

t_d : Temps de la décrue (h).

- **Temps de base :**

$$t_b = t_m + t_d \text{……..……} \quad \text{(III.72)}$$

Avec :

$t_m = t_c$: Temps de concentration du bassin versant (h).

$t_d = \delta.t_m$ (δ : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue).

Tableau III-36 : Coefficients de forme de l'hydrogramme de crue δ (Touaibia, 2004).

Description du cours d'eau	**δ**
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2.0 ÷ 2.5
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales.	3.0 ÷ 4.0
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues.	4.0 ÷ 7.0

Pour notre cas : on prend ($\delta = 4$).

Donc, on aura :

$t_m =$ 3.97 h.

$t_d =$ 15.88 h.

$t_b =$ 19.85 h.

Tableau III-37 : Valeurs des débits de crues en fonction du temps.

T (h)	Période de retour T (ans)					
	10000	**1000**	**100**	**50**	**20**	**10**
1	34.94	27.39	19.84	17.55	14.50	12.15
2	139.74	109.58	79.36	70.21	58.01	48.58
3	314.42	246.55	178.56	157.98	130.52	109.31
3.97	550.61	431.76	312.69	276.65	228.57	191.42
5	450.27	353.08	255.71	226.23	186.92	156.54
6	365.29	286.44	207.45	183.54	151.64	126.99
7	291.74	228.77	165.68	146.58	121.11	101.43
8	228.80	179.41	129.93	114.96	94.98	79.54
9	175.62	137.71	99.74	88.24	72.90	61.06
10	131.40	103.04	74.62	66.02	54.55	45.68
11	95.31	74.73	54.12	47.89	39.56	33.13
12	66.51	52.16	37.77	33.42	27.61	23.12
13	44.19	34.65	25.10	22.21	18.35	15.36
14	27.53	21.59	15.63	13.83	11.43	9.57
15	15.69	12.30	8.91	7.88	6.51	5.45
16	7.85	6.15	4.46	3.94	3.26	2.73
17	3.18	2.50	1.81	1.60	1.32	1.11
18	0.87	0.68	0.49	0.44	0.36	0.30
19	0.08	0.07	0.05	0.04	0.04	0.03
19.85	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

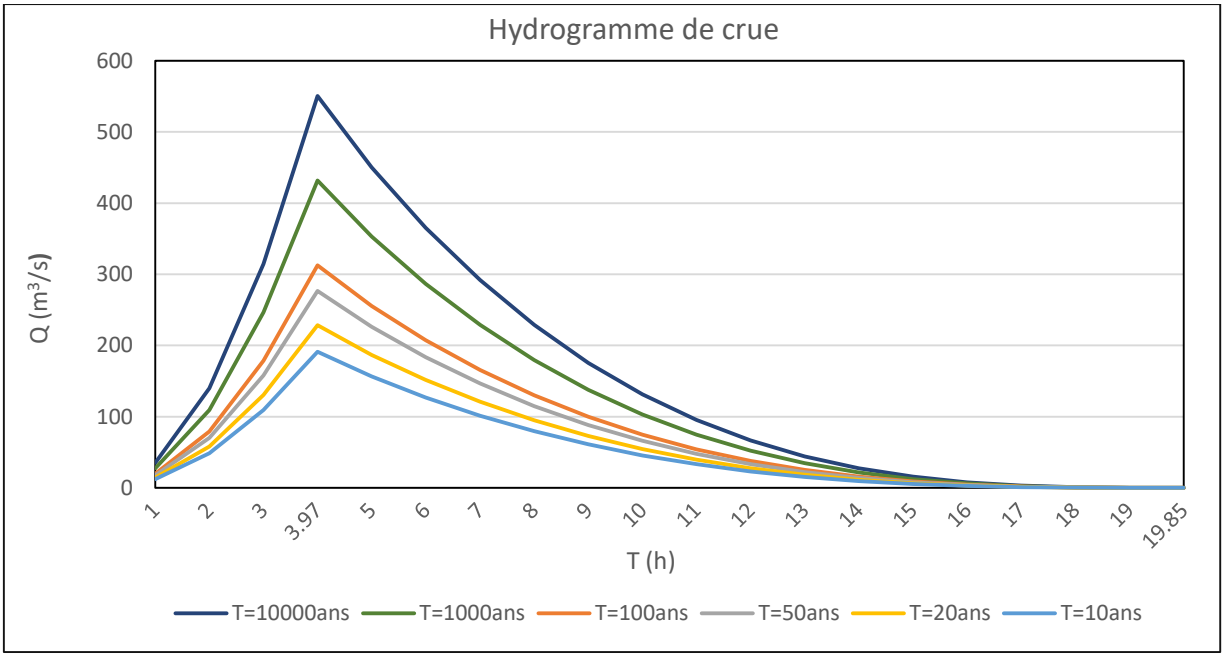


Figure III-18 : Hydrogrammes des crues probables en fonction du temps.

III.5.3 Choix de la crue de projet

Les crues représentent l'un des principaux facteurs de risque pour les barrages, aussi bien durant leur phase de construction que pendant leur exploitation. Elles sont généralement caractérisées par un hydrogramme ou un débit de pointe, traduisant l'intensité et la rapidité de l'écoulement.

La crue de projet correspond à un événement hydrologique exceptionnel, défini par une période de retour donnée, servant de référence pour le dimensionnement des ouvrages de sécurité, notamment l'évacuateur de crues. Le choix de cette crue repose sur une analyse du niveau de risque acceptable et des conséquences potentielles en aval, qu'il s'agisse de pertes humaines, de dommages matériels ou d'impacts économiques.

Selon les recommandations du Comité International des Grands Barrages (CIGB/ICOLD), la période de retour à retenir varie en fonction de la catégorie de risque du barrage :

Tableau III-38 : Crues de projet recommandées selon CIGB.

Catégorie de dommages	Crue de projet recommandée
Elevés : Perte de vie, dommages considérables	1/100000 ÷ 1/10000
Important : pas de pertes de vies, dommages Importants	1/10000 ÷ 1/1000
Faible : pas de perte de vies, dommages légers	1/1000 ÷ 1/100

Dans le cas du barrage de Zaouia, situé dans une région montagneuse à fortes pentes où les précipitations peuvent engendrer des crues soudaines, une période de retour de 1 000 ans a été retenue. Ce choix assure un niveau de sécurité élevé, en adéquation avec les caractéristiques du site et les enjeux présents en aval, tout en garantissant la stabilité, la durabilité et la fiabilité hydraulique de l'ouvrage face aux événements extrêmes.

Nous retenons une crue de projet associée à une probabilité de 0,1 % (T = 1000 ans), avec un débit de : $Q_{crue\ projet} = 431.76\ m^3/s$.

Pour la crue de chantier, une probabilité de 5 % (T = 20 ans) est adoptée, correspondant à un débit de : $Q_{crue\ travaux} = 228.57\ m^3/s$.

III.6 Régularisation des crues

L'évaluation du volume régularisé constitue une étape essentielle dans l'étude hydrologique du barrage. Elle consiste à déterminer la quantité d'eau qui sera stockée de manière régulière et contrôlée, afin de satisfaire les besoins en eau, notamment pour l'irrigation ou d'autres usages. L'étude de régularisation du barrage prévu sur l'Oued Stita vise principalement à définir le volume de réserve utile ainsi que le niveau associé.

Différents types de régularisation sont utilisés :

- La régularisation saisonnière : est utilisée lorsque les apports sont supérieurs à la demande.
- La régularisation interannuelle : est utilisée lorsque les apports sont inférieurs à la consommation.

Les données essentielles pour l'étude de régularisation comprennent les courbes caractéristiques de la retenue, élaborées à partir des relevés topographiques de la zone d'implantation. Il faut également prendre en compte les résultats des études hydrologiques, notamment la distribution mensuelle des apports ($A_{80\%}$ en Mm^3), ainsi que les infiltrations et l'évaporation. En outre, il est nécessaire de connaître les besoins en eau des utilisateurs à l'échelle mensuelle ($U_{80\%}$ en Mm^3).

III.6.1 Courbes caractéristiques de la retenue

Le volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau consécutives est :

$$\triangle V = \frac{S_{i-1} + S_i}{2} . \triangle H_i \text{……. (III.73)}$$

Avec :

S_i, S_{i-1} : Surface du plan d'eau correspondant aux courbes de niveau H_i et H_{i-1} respectivement (Km^2).

$\triangle H_i$: Différence d'altitude entre deux courbes de niveau consécutives, H_i et H_{i-1} (m).

Le volume initial est pris égal à :

$$V_1 = \frac{2}{3} S_1 . \triangle H_1 \text{……... (III.74)}$$

(Ce volume se trouve pris du lit de l'Oued).

Tableau III-39 : Caractéristiques topographiques et volumétriques de la retenue.

Cote (m)	H (m)	S (Km^2)	S_{moy} (Km^2)	V_{moy} (Mm^3)	V (Mm^3)
58	0	0.000	0.000	0.000	0.000
65	7	0,104	0.069	0.483	0.483
70	5	0,350	0.227	1.135	1.618
75	5	0,842	0.596	2.980	4.598
80	5	1,520	1.181	5.905	10.503
85	5	2,281	1.901	9.505	20.008
90	5	2,973	2.627	13.135	33.143
95	5	3,862	3.418	17.090	50.233
100	5	4,857	4.356	21.780	72.013
105	5	6,439	5.648	28.240	100.253

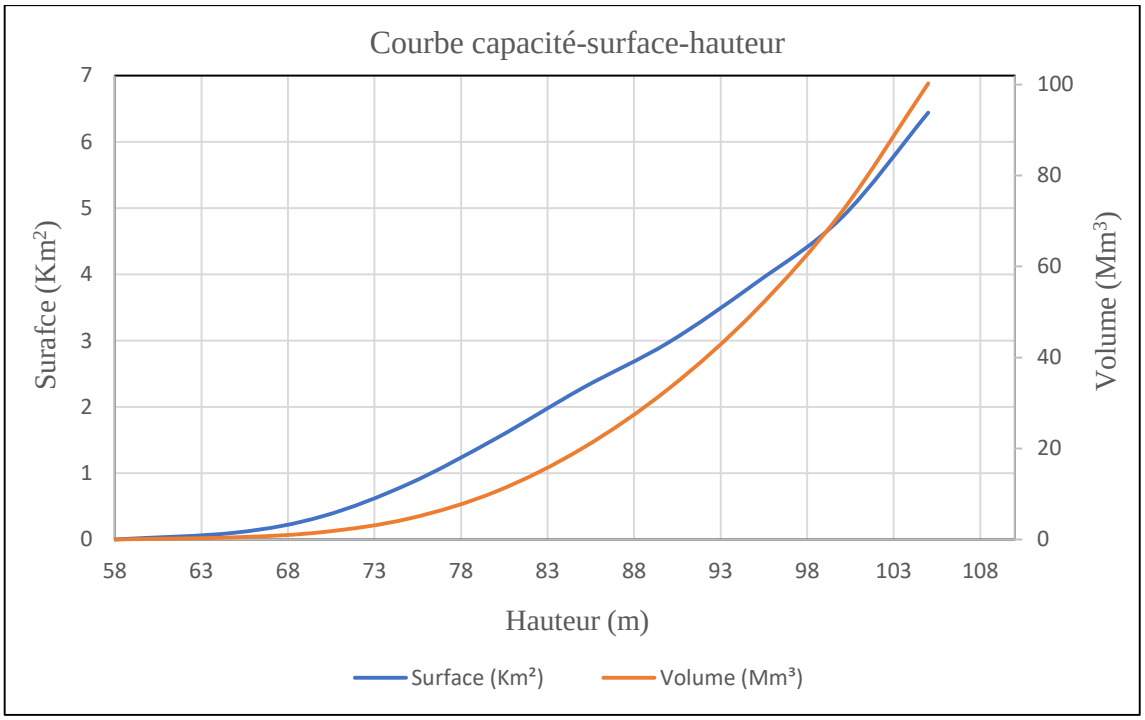


Figure III-19 : Courbe capacité-surface-hauteur.

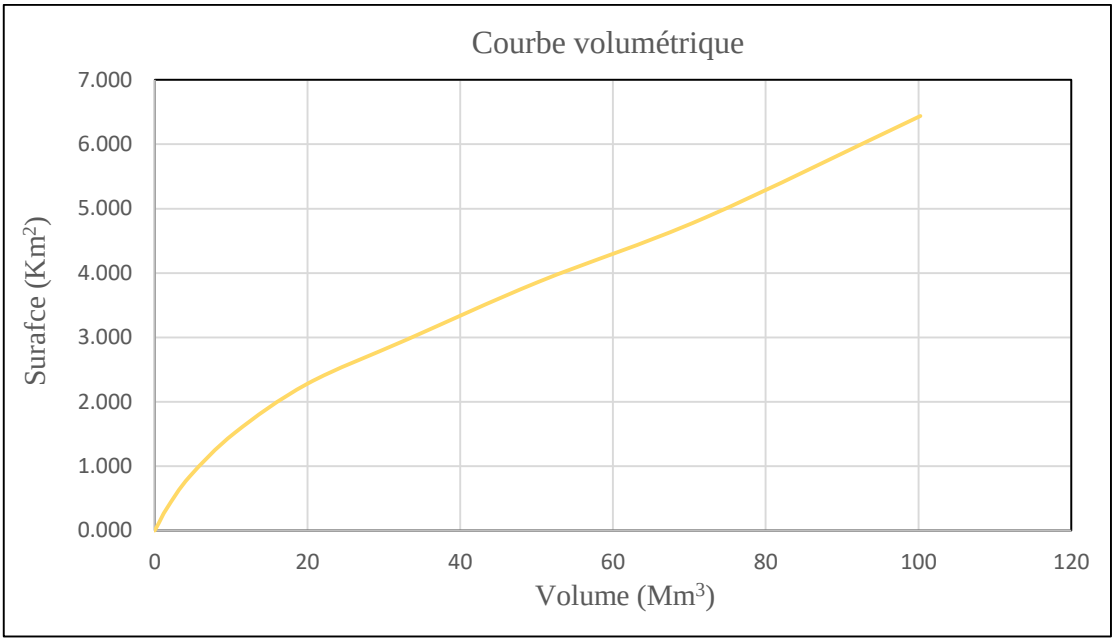


Figure III-20 : Courbe volumétrique.

III.6.2 Répartition mensuelle des besoins

Le barrage de Zaouïa est destiné pour assurer l'alimentation en eau potable des communes de Makouda, Aït Aïssa Mimoun, Sidi Naâmane, Tizi Ouzou et Mizrana, ainsi que l'irrigation des terres du moyen Sébaou (environ 1700 ha).

Tableau III-40 : La répartition mensuelle des besoins en eau.

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Jun	Jul	Aout	Annuel
U (Mm³)	1.68	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.83	1.68	2.1	2.53	2.1	13.3
U (%)	12.59	3.01	3.01	3.01	3.01	3.01	3.01	6.2	12.59	15.79	18.98	15.79	100

III.6.3 Calcule de volume utile

Pour déterminer le volume utile du barrage, il est nécessaire de prendre en compte les éléments suivants :

- La répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80% ($A_{80\%}$).

- La répartition mensuelle de la consommation (U).

- Le volume mort de la retenue.

La régularisation est effectuée selon la méthode du bilan d'eau, permettant d'assurer une gestion cohérente des apports et des utilisations d'eau. Ce procédé comprend les étapes suivantes :

1. Déterminer la période de bonne hydraulicité.
2. Identifier les périodes excédentaires et déficitaires au cours d'un cycle hydrologique.
3. Calculer les volumes excédentaires (V_s) et déficitaires (V_d).
4. Définir le mode de fonctionnement de la retenue (mode de gestion) et calculer le volume utile en conséquence.

Tableau III-41 : Détermination du volume utile du barrage.

Mois	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Jun	Jul	Aout	Sep
$A_{80\%}$ (Mm^3)	1.18	1.94	2.41	2.22	1.97	1.62	1.29	0.83	0.28	0.06	0.12	0.75
U (Mm^3)	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.83	1.68	2.10	2.53	2.10	1.68
A – U (Mm^3)	0.78	1.54	2.01	1.82	1.57	1.22	0.46	-0.85	-1.82	-2.47	-1.98	-0.93
V (Mm^3)	V_s = 9.4							V_d = 8.05				

D'après ce tableau la période à bonne hydraulicité est celle du mois d'octobre jusqu' au mois d'Avril.

Les calculs se font comme suit :

$$Vrf = Vri + (A - U)\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (III.75)$$

Avec :

Vrf : Volume de remplissage final (Mm^3).

Vri : Volume de remplissage initial (Mm^3).

A : Apport de chaque mois (Mm^3).

U : Consommation de chaque mois (Mm^3).

S : Volume excédentaire à évacuer si applicable (Mm^3).

La capacité utile détermine le niveau de remplissage maximal de la retenue dans les conditions normales d'exploitation, c'est-à-dire au niveau normal de la retenue.

La période d'alternance entre remplissage et restitution s'appelle le temps de fonctionnement.

Le calcul du volume utile nécessite la connaissance de deux modes de fonctionnement de la retenue :

- Première consigne d'exploitation : cette stratégie consiste à remplir le barrage lors des crues jusqu'au niveau normal de la retenue (NNR). Ensuite, l'excédent d'eau est restitué en déversant via l'évacuateur de surface. Le niveau de remplissage initial est fixé au niveau final, déterminé chaque mois, en tenant compte du NNR et du niveau du volume mort (NVM), que l'on ne doit pas dépasser.
- Deuxième consigne d'exploitation : cette méthode consiste à faire évacuer les eaux excédentaires par l'évacuateur de fond.

III.6.3.1 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Les pertes dues à l'évaporation ou à l'infiltration ne sont pas prises en considération.

Tableau III-42 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.

				1ère consigne d'exploitation ↓			2ème consigne d'exploitation ↑		
Mois	**$A_{80\%}$ (Hm^3)**	**U (Mm^3)**	**A – U (Mm^3)**	**Vrf (Mm^3)**	**Vri (Mm^3)**	**S (Mm^3)**	**Vrf (Mm^3)**	**Vri (Mm^3)**	**S (Mm^3)**
Oct	1.18	0.40	0.78	2.84			1.28	2.06	0.78
Nov	1.94	0.40	1.54	4.38			1.49	2.06	0.57
Dec	2.41	0.40	2.01	6.39			3.03		
Jan	2.22	0.40	1.82	8.21			5.04		
Fev	1.97	0.40	1.57	9.78			6.86		
Mars	1.62	0.40	1.22	11.00	10.11	0.89	8.43		
Avr	1.29	0.83	0.46	10.57	10.11	0.46	9.65		
Mai	0.83	1.68	-0.85	9.26			10.11		
Jun	0.28	2.10	-1.82	7.44			9.26		
Jul	0.06	2.53	-2.47	4.97			7.44		
Aout	0.12	2.10	-1.98	2.99			4.97		
Sep	0.75	1.68	-0.93	2.06			2.99		
						1.35			1.35

$V_S = 9.4\ Mm^3$. ;

$V_d = 8.05\ Mm^3$.

Donc, on a un fonctionnement à un temps ($V_S > V_d$).

$$V_u = V_d = 8.05\ Mm^3.$$

Et :

$$V_{NNR} = V_u + V_m = 8.05 + 2.06 = 10.11\ Mm^3.$$

III.6.3.2 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

La retenue comporte deux principaux types de pertes : celles dues à l'évaporation et celles résultant de l'infiltration.

- **Pertes par évaporation « $V_{ép}$ » :**

$$V_{ép} = E_S \cdot S_{moy} \text{…….. (III.76)}$$

Avec :

E_S : Evaporation mensuelle (mm).

S_{moy} : Surface du plan d'eau correspond au volume moyen (Km^2).

On calcule V_{moy} et on recherche S_{moy} correspondant sur la courbe S = f (V), tel que :

$$V_{moy} = \frac{Vrf_i + Vrf_{i+1}}{2} \text{…….. (III.77)}$$

- **Pertes pas infiltration « V_{inf} » :**

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100} \text{…….. (III.78)}$$

Avec :

δ : Coefficient qui dépend des conditions hydrogéologiques de la cuvette (on le prend δ = 0.5).

V_{moy} : Volume moyen (Hm^3).

Donc :

$$P = V_{ép} + V_{inf} \text{……..……..…….. (III.79)}$$

Tableau III-43 : Estimation des pertes par évaporation et infiltration.

Mois	V_{moy} (Mm^3)	S_{moy} (Km^2)	E_S (mm)	$V_{ép}$ (Hm^3)	V_{inf} (Hm^3)	P (Hm^3)
Oct	3.61	0.679	78	0.053	0.018	0.07
Nov	5.39	0.933	53	0.049	0.027	0.08
Dec	7.3	1.152	34	0.039	0.037	0.08
Jan	9	1.347	33	0.044	0.045	0.09
Fev	10.39	1.507	41	0.062	0.052	0.11
Mars	10.79	1.543	57	0.088	0.054	0.14
Avr	9.92	1.453	80	0.116	0.050	0.17
Mai	8.35	1.273	89	0.113	0.042	0.16
Jun	6.21	1.027	113	0.116	0.031	0.15
Jul	3.98	0.74	149	0.110	0.020	0.13
Aout	2.53	0.501	161	0.081	0.013	0.09
Sep	2.45	0.487	115	0.056	0.012	0.07

Tableau III-44 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.

					1ère consigne d'exploitation ↓			2ème consigne d'exploitation ↑		
Mois	**$A_{80\%}$ (Hm^3)**	**$U_{80\%}$ (Mm^3)**	**P (Mm^3)**	**A – U- P (Mm^3)**	**Vrf (Mm^3)**	**Vri (Mm^3)**	**S (Mm^3)**	**Vrf (Mm^3)**	**Vri (Mm^3)**	**S (Mm^3)**
Oct	1.18	0.40	0.07	0.71	2.77			2.06		
Nov	1.94	0.40	0.08	1.46	4.23			2.77		
Dec	2.41	0.40	0.08	1.93	6.16			4.23		
Jan	2.22	0.40	0.09	1.73	7.89			6.16		
Fev	1.97	0.40	0.11	1.46	9.35			7.89		
Mars	1.62	0.40	0.14	1.08	10.43			9.35		
Avr	1.29	0.83	0.17	0.29	10.72	10.70	0.02	10.43		
Mai	0.83	1.68	0.16	-1.01	9.71			10.72	10.70	0.02
Jun	0.28	2.10	0.15	-1.97	7.74			9.71		
Jul	0.06	2.53	0.13	-2.60	5.14			7.74		
Aout	0.12	2.10	0.09	-2.08	3.06			5.14		
Sep	0.75	1.68	0.07	-1.00	2.06			3.06		
							0.02			0.02

$$\begin{cases} V_S = 8.67\ Mm^3. \\ V_d = 8.64\ Mm^3. \end{cases}$$

Donc, on a un fonctionnement à un temps ($V_S > V_d$).

$$V_{u'} = V_d = 8.64\ Mm^3.$$

Et :

$$V_{NNR} = V_{u'} + V_m = 8.64 + 2.06 = 10.70\ Mm^3.$$

- **Evaluation de l'erreur :**

Les volumes des pertes étant considérés comme une consommation, il est nécessaire de vérifier la condition suivante : $\varepsilon < (2\ \% \div 5\ \%)$.

$$\varepsilon = \frac{V_{u\prime} - V_u}{V_u} \text{ ……..…….. (III.80)}$$

$$\varepsilon = \frac{8.64 - 8.05}{8.05} = 7.33\ \% \text{ (condition non vérifié).}$$

Donc on doit faire des approximations successives du volume moyen :

Tableau III-45 : Estimation des pertes par évaporation et infiltration pour la deuxième itération.

Mois	**V_{moy} (Mm^3)**	**S_{moy} (Km^2)**	**E_S (mm)**	**$V_{ép}$ (Hm^3)**	**V_{inf} (Hm^3)**	**P (Hm^3)**
Oct	3.50	0.661	78	0.052	0.018	0.07
Nov	5.20	0.911	53	0.048	0.026	0.07
Dec	7.03	1.121	34	0.038	0.035	0.07
Jan	8.62	1.304	33	0.043	0.043	0.09
Fev	9.89	1.45	41	0.059	0.049	0.11
Mars	10.58	1.526	57	0.087	0.053	0.14
Avr	10.22	1.488	80	0.119	0.051	0.17
Mai	8.73	1.316	89	0.117	0.044	0.16
Jun	6.44	1.053	113	0.119	0.032	0.15
Jul	4.10	0.76	149	0.113	0.021	0.13
Aout	2.56	0.506	161	0.081	0.013	0.09
Sep	2.42	0.482	115	0.055	0.012	0.07

Tableau III-46 : Régularisation saisonnière compte tenu les pertes en évaporation et en infiltration (deuxième itération).

					1ère consigne d'exploitation ↓			2ème consigne d'exploitation ↑		
Mois	**$A_{80\%}$ (Hm^3)**	**$U_{80\%}$ (Mm^3)**	**P (Mm^3)**	**A – U- P (Mm^3)**	**Vrf (Mm^3)**	**Vri (Mm^3)**	**S (Mm^3)**	**Vrf (Mm^3)**	**Vri (Mm^3)**	**S (Mm^3)**
Oct	1.18	0.40	0.07	0.71	2.77			2.06		
Nov	1.94	0.40	0.07	1.47	4.24			2.75		
Dec	2.41	0.40	0.07	1.93	6.17			4.22		
Jan	2.22	0.40	0.09	1.73	7.90			6.16		
Fev	1.97	0.40	0.11	1.46	9.36			7.89		
Mars	1.62	0.40	0.14	1.08	10.44			9.35		
Avr	1.29	0.83	0.17	0.29	10.73	10.72	0.01	10.43		
Mai	0.83	1.68	0.16	-1.01	9.71			10.73	10.72	0.01
Jun	0.28	2.10	0.15	-1.97	7.74			9.72		
Jul	0.06	2.53	0.13	-2.61	5.13			7.75		
Aout	0.12	2.10	0.09	-2.07	3.06			5.14		
Sep	0.75	1.68	0.07	-1.00	2.06			3.06		
							0.01			0.01

$$\begin{cases} V_S = 8.68\ Mm^3. \\ V_d = 8.66\ Mm^3. \end{cases}$$

Donc, on a un fonctionnement à un temps ($V_S > V_d$).

$$V_{u"} = V_d = 8.66\ Mm^3.$$

Donc :

$$V_{NNR} = V_{u"} + V_m = 8.66 + 2.06 = 10.72\ Mm^3.$$

Et :

$$\varepsilon = \frac{V_{u''} - V_{u'}}{V_{u'}} \quad \text{……..…… (III.81)}$$

$$\varepsilon = \frac{8.66 - 8.64}{8.64} = 0.2\ \% < 2\ \% \text{ (condition vérifié).}$$

Les résultats des volumes sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III-47 : Récapitulatif des résultats de calcul.

Volume mort (V_m)	2.06 Mm^3
Volume utile (V_u)	8.66 Mm^3
Volume de niveau normal de la retenue (V_{NNR})	10.72 Mm^3
Cote V_m	71.06 m NGA
Cote V_{NNR}	80.14 m NGA

III.7 Laminage des crues

Le laminage est un procédé de calcul essentiel pour déterminer le débit de crue déversé par l'évacuateur, permettant d'optimiser à la fois le dimensionnement de l'ouvrage et la gestion du fonctionnement de la retenue. L'objectif principal consiste à réduire la taille de l'évacuateur tout en garantissant la sécurité du barrage, en répartissant le volume de la crue dans le temps pour minimiser le débit maximal à évacuer.

Ce processus repose sur l'équation de continuité, qui exprime la relation entre le débit entrant, le débit déversé, et la variation du volume stocké dans la retenue :

$$Q.dt = q.dt + S.dh \quad \text{(III.82)}$$

Avec :

Q : Débit entrant de la crue (m^3/s).

q : Débit déversé par l'évacuateur c'est le débit laminé (m^3/s).

S : Surface du plan d'eau (Km^2).

Le débit cumulé à un instant t est donné par :

$$Q - q = S\frac{dh}{dt} \quad \text{(III.83)}$$

Avec :

$\frac{dh}{dt}$: Vitesse de montée du niveau d'eau ou taux de variation du stockage.

Le principe du laminage consiste à stocker une partie du volume de crue, provoquant une hausse progressive du niveau d'eau (remontée du plan d'eau), et à évacuer l'autre partie, souvent via des déversoirs. La relation entre ces flux peut s'écrire, en intégrant la variation de volume, comme :

$$Q(t) - q(t) = S\frac{dh}{dt}\text{……..……..}\quad \text{(III.84)}$$

Ou, en utilisant l'équation de continuité, pour le bilan de stockage :

$$\frac{dS}{dt} = I(t) - O(t)\text{ ……..……..}\quad \text{(III.85)}$$

Avec :

I(t) : Débit entrant Q (INFLOW).

O(t) : Débit sortant q (OUTFLOW).

S(t) : L'emmagasinement d'eau dans le tronçon.

L'approche du laminage repose sur le principe de gestion du flux afin que le débit sortant q(t) ne dépasse pas une limite maximale tout en conservant la sécurité et la stabilité de la retenue. La méthode la plus couramment utilisée pour l'analyse du laminage est celle de Muskingum, qui repose sur un modèle numérique permettant de simuler la translation et la diffusion du volume de crue dans la retenue.

III.7.1 Méthode de MUSKINGUM

III.7.1.1 Principe de la méthode

Étant donné que la variable S évolue au fil du temps, on suppose que ces variations se produisent sur une période très courte, notée Δt. Sur cet intervalle, l'équation (III.85) peut être approximée par une différence finie :

$$\frac{S_{t+\Delta t} - S_t}{\Delta t} = \frac{I_t + I_{t+\Delta t}}{2} - \frac{O_t + O_{t+\Delta t}}{2}\text{……..……..}\quad \text{(III.86)}$$

En utilisant cette approximation, la différence entre les valeurs de S aux instants t et t+Δt s'écrit comme :

$$S_{t+\Delta t} - S_t = \left(\frac{I_t + I_{t+\Delta t}}{2} - \frac{O_t + O_{t+\Delta t}}{2}\right)\Delta t\text{……..……..}\quad \text{(III.87)}$$

Ce qui peut être simplifié en :

$$2\,(S_{t+\Delta t} - S_t) = (I_t + I_{t+\Delta t} - O_t - O_{t+\Delta t})\,\Delta t\text{……..……..}\quad \text{(III.88)}$$

L'objectif étant de déterminer les valeurs O_t et $O_{t+\Delta t}$ à partir des entrées I_t et $I_{t+\Delta t}$ qui sont supposées connues. En manipulant cette équation, on obtient :

$$2\frac{S_{t+\Delta t}}{\Delta t} + O_{t+\Delta t} = I_t + I_{t+\Delta t} + 2\frac{S_t}{\Delta t} + O_t - 2\,O_t\text{……..……..}\quad \text{(III.89)}$$

Pour un petit intervalle de temps $\Delta t = t_2 - t_1$ (deux instants assez rapprochés), on peut écrire :

$$2\frac{S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2\frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2\,O_1 \text{……..…….. (III.90)}$$

III.7.1.2 Etapes de calcul

Le débit de sortie est calculé par la formule suivante :

$$Q = m\,b\sqrt{2\,g\,H^{3/2}} \text{……..…….. (III.91)}$$

Avec :

m : Coefficient de débits (m = 0.49).

b : Largeur du déversoir (m).

H : Hauteur déversent (m).

- **Application de la méthode pour un b = 25 m :**

À partir de l'équation (III.91), on obtient :

$$Q = 54.26\,H^{3/2} \text{……..…….. (III.92)}$$

- Initialement le débit de sortie : $Q_s = 0\ m^3/s$, donc : $H_{min} = 0$ m.

- Le débit d'entrée : $Q_e = 431.76\ m^3/s$, donc : $H_{max} = 3.98$ m.

La surface est calculée d'après la courbe surface hauteur qui modélisé par une équation linéaire avec un coefficient de corrélation R = 0.9757.

$$A\ (Km^2) = 0.1898\,H - 13.9 \text{……..…….. (III.93)}$$

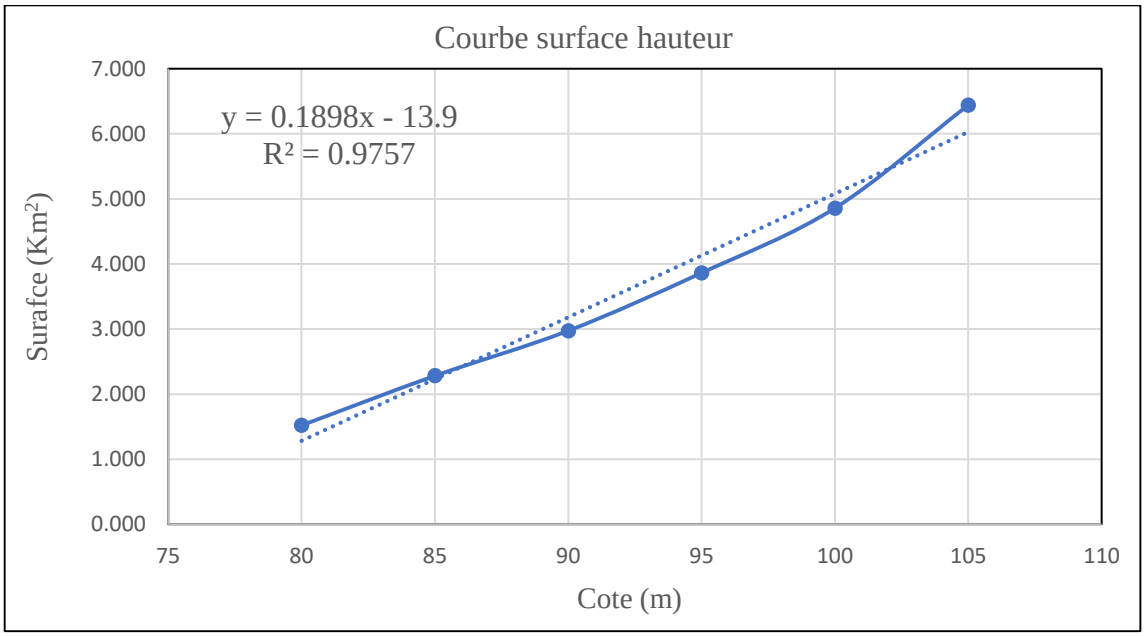


Figure III-21 : Courbe surface-hauteur au-dessus du NNR.

Les résultats correspondant aux différentes valeurs sélectionnées de H sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III-48 : Calcul de la courbe caractéristique du barrage.

Cote (m)	H (m)	A (Km^2)	S (m^3)	O (m^3/s)	(2S/Δt) + O
80.14	0	1.311	0	0	0
80.64	0.5	1.405	702736	19.184	409.593
81.14	1	1.5	1500372	54.26	887.8
81.64	1.5	1.595	2392908	99.682	1429.075
82.14	2	1.69	3380344	153.47	2031.439
82.64	2.5	1.785	4462680	214.481	2693.748
83.14	3	1.88	5639916	281.943	3415.23
83.64	3.5	1.975	6912052	355.289	4195.318
84.12	3.98	2.066	8222584.48	430.828	4998.931

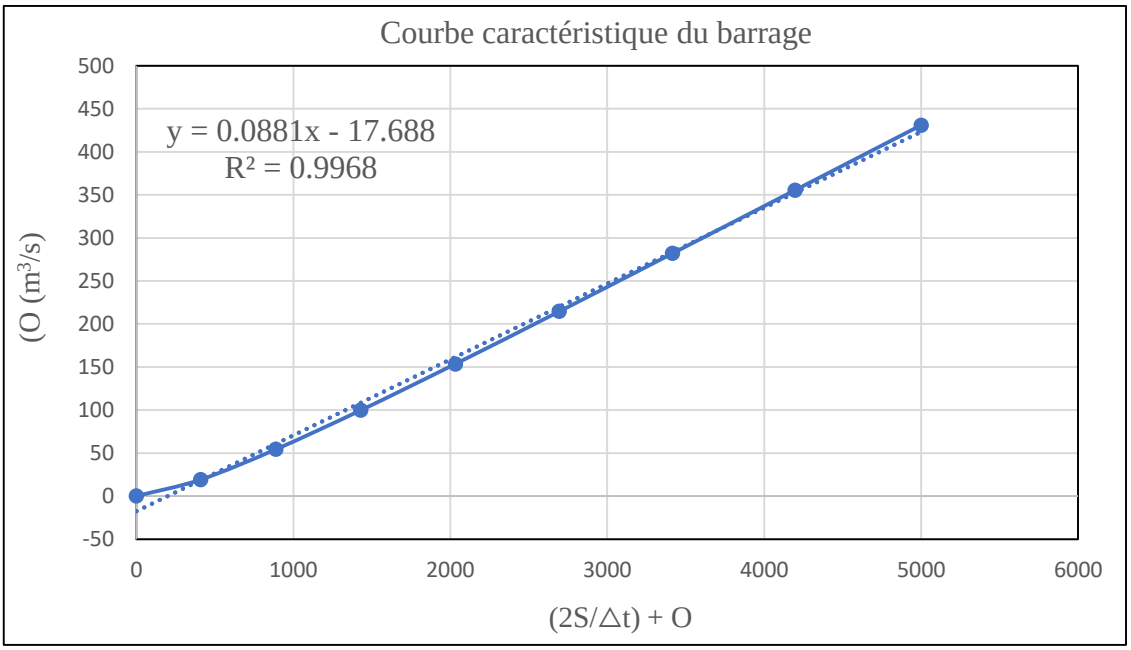


Figure III-22 : Courbe caractéristique du barrage.

La détermination de l'hydrogramme laminé s'effectue à partir de l'équation (III.90) et de la courbe caractéristique :

Tableau III-41 : Calcul pour l'hydrogramme de sortie.

T(h)	I (m^3/s)	I1+I2 (m^3/s)	2S/Δt +O	2S/Δt +O – 2O	O (m^3/s)
0	0	0	0	0	0
1	27.39	27.39	27.39	25.95	0.72
2	109.58	136.97	162.92	150.06	6.43
3	246.55	356.13	506.19	452.38	26.91
3.97	**431.76**	678.31	1130.69	966.83	81.93
5	353.08	784.84	1751.67	1478.41	136.63
6	286.44	639.52	2117.93	1780.12	168.9
7	228.77	515.21	2295.33	1926.27	184.53
8	179.41	408.18	2334.45	1958.5	**187.98**
9	137.71	317.12	2275.62	1910.03	182.79
10	103.04	240.75	2150.78	1807.19	171.8
11	74.73	177.77	1984.96	1670.58	157.19
12	52.16	126.89	1797.47	1516.14	140.67
13	34.65	86.81	1602.95	1355.88	123.53
14	21.59	56.24	1412.12	1198.68	106.72
15	12.3	33.89	1232.57	1050.77	90.9
16	6.15	18.45	1069.22	916.2	76.51
17	2.5	8.65	924.85	797.27	63.79
18	0.68	3.18	800.45	694.78	52.83
19	0.07	0.75	695.53	608.36	43.59
19.85	0	0.07	608.43	536.6	35.91

L'annexe III.3 regroupe les calculs de l'hydrogramme laminé pour les différentes valeurs de largeur b.

La figure suivante illustre les hydrogrammes d'entrée Q_e et des sorties Q_s pour les diverses configurations de largeur b :

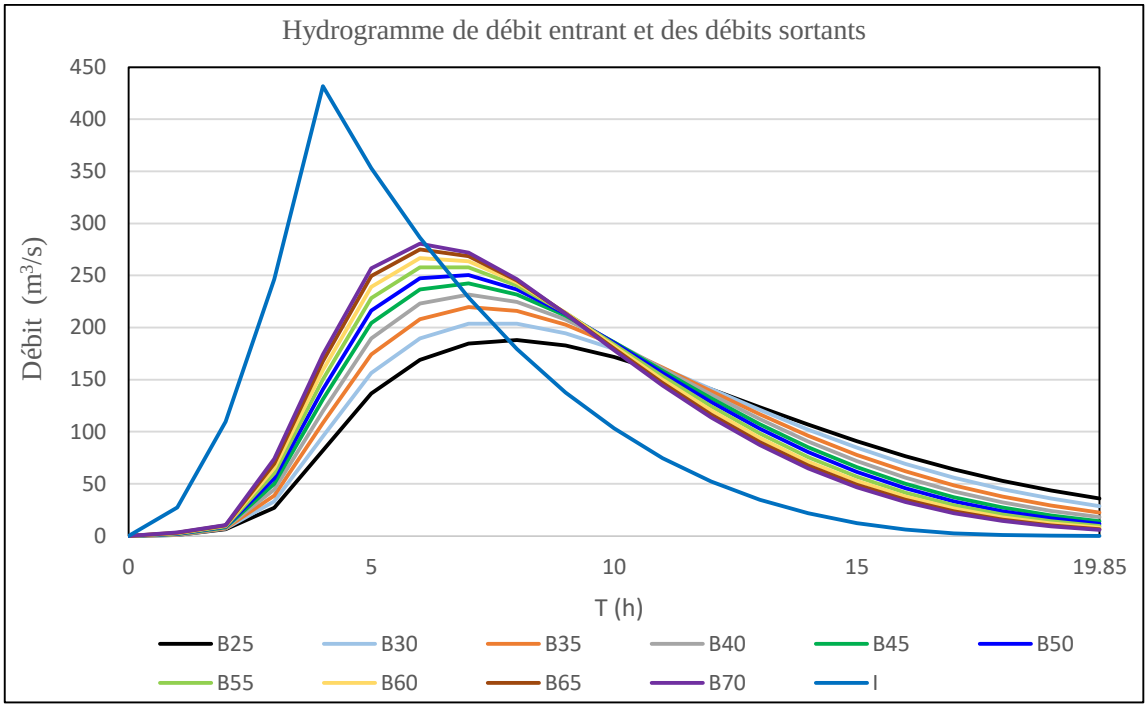


Figure III-23 : Hydrogramme de débit entrant et des débits sortants.

On détermine le facteur d'amortissement, défini comme le rapport entre la diminution du débit de pointe observée à la sortie de la retenue et le débit de pointe initial avant laminage. Ce paramètre permet d'évaluer la capacité de l'ouvrage à atténuer les crues et constitue un indicateur essentiel de son efficacité hydraulique.

Tableau III-42 : Récapitulatif des résultats de la méthode de Muskingum.

b (m)	$H_{dév}$ (m)	C_{NPHE} (m NGA)	q (m^3/s)	Fa (%)
25	3.98	84.12	187.98	43.54
30	3.52	83.66	203.68	47.17
35	3.18	83.32	219.52	50.84
40	2.91	83.05	231.78	53.68
45	2.69	82.83	242.54	56.17
50	2.51	82.65	250.46	58.01
55	2.36	82.5	257.66	59.68
60	2.22	82.36	266.83	61.80
65	2.11	82.25	274.99	63.69
70	2	82.14	280.6	64.99

III.8 Etude d'optimisation

L'étude vise à déterminer la largeur optimale du déversoir en fonction de la hauteur optimale de la digue, afin de maximiser l'efficacité économique du projet. Elle repose sur l'évaluation des volumes d'eau évacués pour différentes largeurs du déversoir, en utilisant les résultats de la méthode de Muskingum, puis sur l'analyse des coûts associés pour identifier l'option la plus rentable.

III.8.1 Revanche « R »

C'est la tranche (espace) comprise entre la crête du barrage et la cote des plus hautes eaux (PHE). Cette mesure est cruciale pour évaluer la capacité de la structure à retenir ou dévier l'eau lors d'événements extrêmes, tels que les inondations ou les crues importantes. Sa valeur dépend de la hauteur des vagues, de la vitesse du vent et de la vitesse de propagation des vagues, et peut être estimée à l'aide d'une relation spécifique. La revanche minimale doit être calculée avec précision, en tenant compte des caractéristiques du site, des prévisions de crue et des normes de sécurité.

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

- **Formule de STEVENSON GAILLARD :**

$$R = 0.75\ H_v + \frac{V_v^2}{2g} \text{……..……..} \quad \text{(III.94)}$$

Pour (F = 2.34 Km < 18 km) :

$$H_v = 0.75 + 0.34\ \sqrt{F} - 0.26\sqrt[4]{F} \text{……..……..} \quad \text{(III.95)}$$

Et :

$$V_v = 1.5 + 2\ H_v \text{……..……..} \quad \text{(III.96)}$$

Avec :

H_v : La hauteur des vagues (m).

V_v : La vitesse de propagation des vagues (m/s).

g : La pesanteur (9.81 m^2/s).

F : Le fetch (Km^2).

- **Formule de MALLET et PAQUANT :**

$$R = 0.75\ H_v + \frac{V_v^2}{2g} \text{……..…….. (III.97)}$$

Avec :

$$H_v = 0.5 + \frac{1}{3}\sqrt{F} \text{ ……..…….. (III.98)}$$

Et :

$$V_v = 1.5 + \frac{2}{3} H_v \text{ ……..…….. (III.99)}$$

- **Formule simplifiée :**

$$R = 1 + 0.3\sqrt{F} \text{……..…….. (III.100)}$$

Fetch : la largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment en direction du barrage (F = 2.34 Km).

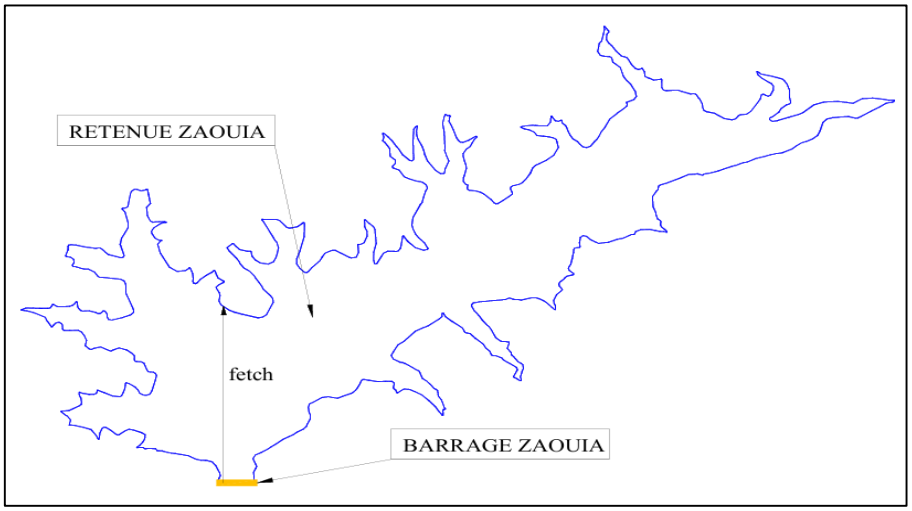


Figure III-24 : Fetch de la retenue de Zaouia.

Tableau III-51 : Récapitulatif du calcul de la revanche.

Formule	R (m)
STEVENSON GAILLARD	1.3
MALLET et PAQUANT	0.99
Simplifiée	1.46
Moyenne	1.25

On choisit la valeur correspondant à celle de la formule de STEVENSON GAILLARD, car elle est la plus proche de la moyenne. Donc :

$$R = 1.30 \text{ m.}$$

III.8.2 Tassement « T »

Le tassement est calculé grâce aux formules suivantes :

$$T = 0.015\ H_b \text{……..…….. (III.101)}$$

Et :

$$T = 0.001\ H_b^{3/2} \text{……..……. .(III.102)}$$

Tel que :

$$H_b = NNR + H_{dév} + R + \alpha \text{……..…….. (III.103)}$$

Avec :

H_b : Hauteur du barrage (m).

NNR : Niveau normal de la retenue (m).

$H_{dév}$: Hauteur de lame déversante (m).

R : Revanche (m).

α : Marge de sécurité estime a ($\alpha = 0.5$ m).

Les tassements sont estimés à :

Tableau III-43 : Calcul du tassement du barrage.

b (m)	**$H_{dév}$ (m)**	**H_b (m)**	**T (m)**
25	3.98	27.92	0.283
30	3.52	27.46	0.278
35	3.18	27.12	0.274
40	2.91	26.85	0.271
45	2.69	26.63	0.268
50	2.51	26.45	0.266
55	2.36	26.3	0.265
60	2.22	26.16	0.263
65	2.11	26.05	0.262
70	2	25.94	0.261

III.8.3 Hauteur du barrage « H_b »

$$H_b = NNR + H_{dév} + R + \alpha + T\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (III.104)$$

Avec :

H_b : Hauteur du barrage (m).

NNR : Niveau normal de la retenue (m).

$H_{dév}$: Hauteur de lame déversante (m).

R : Revanche (m).

α : Marge de sécurité estime a (α = 0.5 m).

T : Tassement (m).

Tableau III-53 : Calcul de la hauteur du barrage.

b (m)	$H_{dév}$ (m)	R (m)	α (m)	T (m)	H_b (m)
25	3.98	1.3	0.5	0.283	28.2
30	3.52	1.3	0.5	0.278	27.74
35	3.18	1.3	0.5	0.274	27.39
40	2.91	1.3	0.5	0.271	27.12
45	2.69	1.3	0.5	0.268	26.9
50	2.51	1.3	0.5	0.266	26.72
55	2.36	1.3	0.5	0.265	26.56
60	2.22	1.3	0.5	0.263	26.42
65	2.11	1.3	0.5	0.262	26.31
70	2	1.3	0.5	0.261	26.2

III.8.4 Largeur en crête « b_{cr} »

La crête du barrage facilite la circulation une fois l'ouvrage terminé. Elle intervient lors des dernières étapes de construction, notamment pour l'installation d'équipements de compactage. Sa hauteur détermine la limite maximale du barrage à l'achèvement. La largeur de la crête dépend de plusieurs facteurs, comme le risque sismique et la longueur du chemin d'infiltration, essentiels pour maintenir un gradient hydraulique faible lorsque le réservoir est plein. Une conception adaptée assure la stabilité et la pérennité de l'ensemble.

Il est possible de calculer la largeur de la crête en utilisant les formules suivantes :

- **Formule de T.KNAPPEN :**

$$b_{cr} = 1.65\sqrt{H_b} \text{……..…….. (III.105)}$$

- **Formule d'E.F.PREECE :**

$$b_{cr} = 1.1\sqrt{H_b} + 1 \text{……..…….. (III.106)}$$

- **Formule pratique :**

$$b_{cr} = \frac{5}{3}\sqrt{H_b} \text{……..…….. (III.107)}$$

- **Formule simplifiée :**

$$b_{cr} = 3.6\sqrt[3]{H_b} - 3 \text{……..…….. (III.108)}$$

Tableau III-44 : Calcul de la largeur en crête du barrage.

		b_{cr} (m)				
b (m)	**H_b (m)**	**T.KNAPPEN**	**E.F.PREECE**	**Pratique**	**Simplifiée**	**Moyenne**
25	28.2	7.51	6.01	7.59	6.89	7
30	27.74	7.43	5.95	7.5	6.81	6.92
35	27.39	7.36	5.91	7.44	6.76	6.87
40	27.12	7.32	5.88	7.39	6.72	6.82
45	26.9	7.27	5.85	7.35	6.68	6.79
50	26.72	7.24	5.83	7.31	6.65	6.76
55	26.56	7.21	5.81	7.29	6.63	6.73
60	26.42	7.19	5.79	7.26	6.6	6.71
65	26.31	7.17	5.78	7.24	6.58	6.69
70	26.2	7.15	5.76	7.22	6.57	6.67

On opte pour une largeur optimale :

$$b_{cr} = 6.8 \text{ m.}$$

III.8.5 Calcul des coûts

III.8.5.1 Coût de la digue

Afin d'évaluer le coût de la digue, on commence par calculer son volume pour chaque valeur de la hauteur de la lame déversante, en se référant au profil longitudinal de l'axe du barrage. Ces volumes, correspondant aux différentes largeurs déversantes, sont déterminés à l'aide de formules spécifiques basées sur ce profil.

$$V_d = \sum V_i \text{……..…….. (III.109)}$$

Tel que :

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} L_i \text{……..…….. (III.110)}$$

Et :

$$S_i = \frac{b_{cr} + B_i}{2} H_i \text{……..…….. (III.111)}$$

Et :

$$B_i = (m_1 + m_2) H_i + b_{cr} \text{……..…….. (III.112)}$$

Avec :

V_i : Volume de barrage à la cote i (m^3).

S_i : Section transversale correspondante à la coupe i (m^2).

L_i : Distance entre deux coupes voisines (m).

b_{cr} : Largeur en crête (6.8m).

B_i : Largeur de base (m).

H_i : Hauteur de la tranche au point i (m).

m_1, m_2 : Fruits de talus amont et aval du barrage (m_1= 3.5, m_2=3).

Tableau III-55 : Calcul de volume de la digue pour un b=25m.

Coupe	Cote (m)	H_i (m)	B_i (m)	S_i (m^2)	S_{moy} (m^2)	L_i (m)	V_i (m^3)
1	86.2	0	6.8	0	21.21	8.22	174.34
2	83	2.72	24.45	42.42	93.72	7.13	668.186
3	80	5.72	43.95	145.01	295.51	6.45	1906.006
4	75	10.72	76.45	446	677.74	5.1	3456.485
5	70	15.72	108.95	909.49	1222.48	4.2	5134.415
6	58	20.72	141.45	1535.47	1222.48	12.5	15280.997
7	70	15.72	108.95	909.49	677.74	8.3	5625.261
8	75	10.72	76.45	446	295.51	6.7	1979.882
9	80	5.72	43.95	145.01	93.72	5.7	534.174
10	83	2.72	24.45	42.42	21.21	4.6	97.563
11	86.2	0	6.8	0	0	1.5	0
						Total	34857.307

Les résultats du calcul du volume de la digue, correspondant aux différentes largeurs, sont présentés dans l'annexe III.4.

Le prix du mètre cube de remblai est estimé à 800 DA selon l'ANBT.

Tableau III-56 : Coût de la digue.

b (m)	H_b (m)	Cote (m)	V_d (m^3)	Coût (DA)
25	28.2	86.2	34857.31	27885846
30	27.74	85.74	33830.66	27064530
35	27.39	85.39	31657.73	25326187
40	27.12	85.12	27845.44	22276353
45	26.9	84.9	26936.99	21549592
50	26.72	84.72	26186.7	20949359
55	26.56	84.56	25614.46	20491570
60	26.42	84.42	25093.88	20075106
65	26.31	84.31	24729.7	19783757
70	26.2	84.2	24350.73	19480586

III.8.5.2 Coût de l'évacuateur de crues

- **Coût du déversoir :**

Pour notre barrage, nous avons opté pour un déversoir de type Creager, car ce profil est mieux adapté à la dynamique de l'écoulement de l'eau. La forme du profil suit une courbe définie par l'équation :

$$\frac{Y}{H} = 0.47 \left(\frac{X}{H}\right)^{1.80} \text{……..…….. (III.113)}$$

Avec :

H : Charge sur le seuil (m).

X : Abscisse du profil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

La conception du profil a été effectuée en se basant sur cette relation, en tenant compte des résultats de calculs pour différentes charges. Le déversoir sera construit en béton armé, privilégiant ce profil pour garantir un écoulement optimal de l'eau tout en renforçant la stabilité de l'ouvrage et en limitant les risques hydrauliques.

Et concernant le volume du déversoir sera donc :

$$V_{dév} = S.\ b \text{……..…….. (III.114)}$$

Avec :

S : Section transversale (m^2).

b : Largeur de déversoir (m).

Tableau III-57 : Coordonnées de profil du déversoir pour un b=25m.

Coordonnées pour construire le profil du déversoir d'après Creager-Ofitsérove à H = 1 m :			Profil du déversoir d'après Creager-Ofitsérove à H = 3.98 m :			
X	Surface intérieure (Profil du déversoir)	Surface extérieure (Profil de la nappe)	H (m)	**X**	**Y**	**Y'**
0.0	0.126	-0.831		0.000	0.501	-3.307
0.1	0.036	-0.803		0.398	0.143	-3.196
0.2	0.007	-0.772		0.796	0.028	-3.073
0.3	0.000	-0.740		1.194	0.000	-2.945
0.4	0.007	-0.702		1.592	0.028	-2.794
0.6	0.060	-0.620		2.388	0.239	-2.468
0.8	0.147	-0.511		3.184	0.585	-2.034
1.0	0.256	-0.380		3.980	1.019	-1.512
1.2	0.393	-0.219	**3.980**	4.776	1.564	-0.872
1.4	0.565	-0.030		5.572	2.249	-0.119
1.7	0.873	0.305		6.766	3.475	1.214
2.0	1.235	0.693		7.960	4.915	2.758
2.5	1.960	1.500		9.950	7.801	5.970
3.0	2.824	2.500		11.940	11.240	9.950
3.5	3.818	3.660		13.930	15.196	14.567
4.0	4.930	5.000		15.920	19.622	19.900
4.5	6.220	6.450		17.910	24.756	25.671

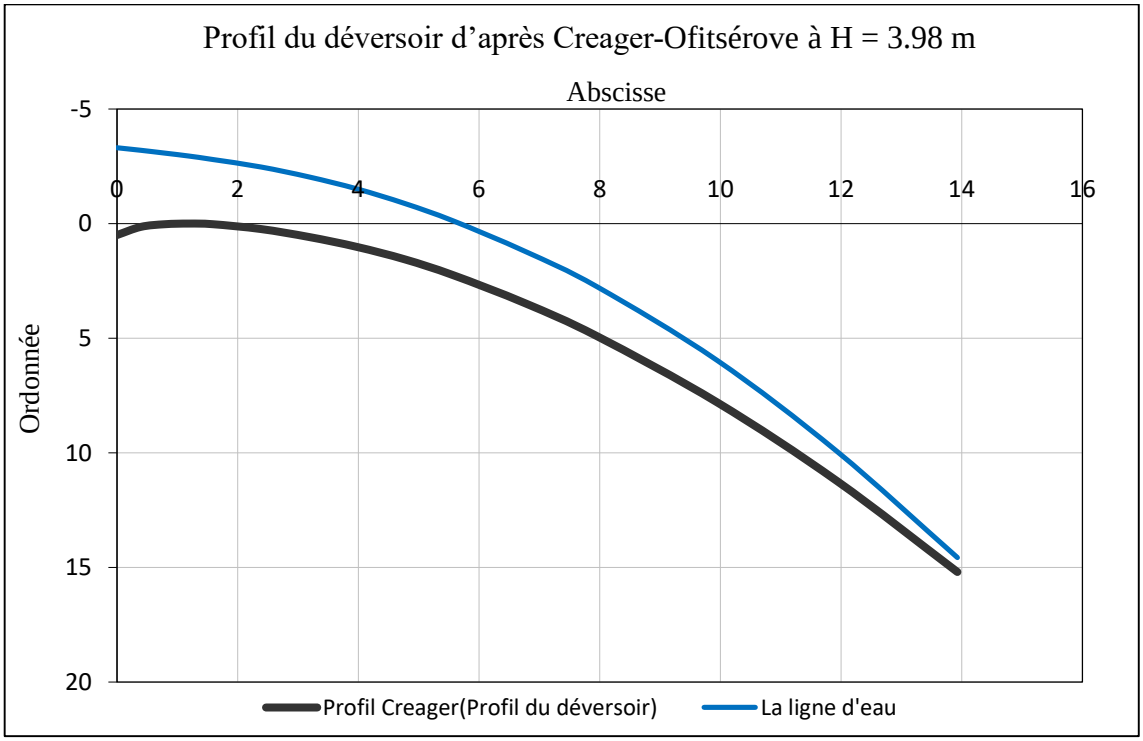


Figure III-25 : Profil du déversoir pour un b=25m.

Le prix du mètre cube de béton est estimé à 38000 DA selon l'ANBT.

Tableau III-58 : Coût du déversoir.

b (m)	$H_{dév}$ (m)	$S_é$ (m^2)	$V_é$ (m^3)	Coût (DA)
25	3.98	30.72	768	29184000
30	3.52	24.03	720.9	27394200
35	3.18	19.61	686.35	26081300
40	2.91	16.42	656.8	24958400
45	2.69	14.03	631.35	23991300
50	2.51	12.22	611	23218000
55	2.36	10.80	594	22572000
60	2.22	9.56	573.6	21796800
65	2.11	8.63	560.95	21316100
70	2	7.76	543.2	20641600

- **Coût du canal d'approche :**

C'est un dispositif qui permet de guider l'écoulement de la crue vers le seuil déversant. Il doit conduire l'eau jusqu'au déversoir dans des conditions régulières, sans turbulence. Il a une forme rectangulaire.

$$V_{ca} = S \cdot e = H_{ca} \cdot L \cdot e \text{……..…….. (III.115)}$$

Avec :

H_{ca} : Hauteur du canal d'approche (m).

L : Longueur du canal d'approche (d'après la topographie = 50 m).

e : L'épaisseur du canal d'approche (e = 0.4 m).

Où :

$$H_{ca} = P + H_{dév} + R \text{……..…….. (III.116)}$$

P : Hauteur de pelle (P = 5 m).

$H_{dév}$: Hauteur de lame déversante (m).

R : Revanche (m).

Et :

$$R = 0.6 + 0.05\ V_a \cdot H_{dév}^{1/3} \text{……..…….. (III.117)}$$

Tel que :

$$V_a = \frac{q}{S_{ca}} = \frac{q}{b\,.\,H} = \frac{q}{b\,.\,(P + H_{dév})} \text{……..…….. (III.118)}$$

V_a : Vitesse d'approche (m/s).

q : Débit évacué (m^3/s).

S_{ca} : Section du canal d'approche (m^2).

b : Largeur du canal d'approche (m).

H : Charge hydraulique (m).

Tableau III-45 : Coût du canal d'approche.

b (m)	$H_{dév}$ (m)	q (m^3/s)	V_a (m/s)	R (m)	H_{ca} (m)	S_{ca} (m^2)	V_{ca} (m^3)	Coût (DA)
25	3.98	187.98	0.84	0.67	9.65	482.32	192.93	7331224
30	3.52	203.68	0.8	0.66	9.18	459.03	183.61	6977263
35	3.18	219.52	0.77	0.66	8.84	441.82	176.73	6715646
40	2.91	231.78	0.73	0.65	8.56	428.11	171.25	6507342
45	2.69	242.54	0.7	0.65	8.34	416.94	166.77	6337441
50	2.51	250.46	0.67	0.65	8.16	407.77	163.11	6198046
55	2.36	257.66	0.64	0.64	8	400.12	160.05	6081803
60	2.22	266.83	0.62	0.64	7.86	393.01	157.2	5973734
65	2.11	274.99	0.6	0.64	7.75	387.41	154.96	5888601
70	2	280.6	0.57	0.64	7.64	381.8	152.72	5803417

- **Coût du coursier :**

Un canal de section rectangulaire est choisi pour assurer un écoulement efficace et conforme aux conditions nécessaires.

$$V_c = S\,.\,L\text{……..…….. (III.119)}$$

Où :

S : Surface du coursier (m^2).

L : Longueur du coursier (d'après la topographie = 120 m).

Concernant l'épaisseur du radier et celle des murs bajoyer du coursier sont respectivement de 1 m et 0,7 m.

Avec :

$$b_c = q^{0.4} \text{……..…….. (III.120)}$$

Et la hauteur de mur de coursier :

$$H = H_c + R \text{……..…….. (III.121)}$$

Et :

$$H_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{b^2 \cdot g}} \text{……..…….. (III.122)}$$

La hauteur de la revanche sera estimée à 0,8 m sur toute la longueur du coursier.

Tableau III-60 : Coût du coursier.

b (m)	$H_{dév}$ (m)	q (m^3/s)	b_c (m)	H_c (m)	S_r (m^2)	S_m (m^2)	S_c (m^2)	V_c (m^3)	Coût (DA)
25	3.98	187.98	8.12	2.59	8.12	1.82	9.94	1192.4	45311321
30	3.52	203.68	8.39	2.47	8.39	1.73	10.12	1214.27	46142274
35	3.18	219.52	8.64	2.39	8.64	1.67	10.31	1237.63	47030084
40	2.91	231.78	8.83	2.31	8.83	1.61	10.45	1253.56	47635290
45	2.69	242.54	8.99	2.24	8.99	1.57	10.56	1267.01	48146252
50	2.51	250.46	9.11	2.17	9.11	1.52	10.63	1275.22	48458345
55	2.36	257.66	9.21	2.11	9.21	1.48	10.69	1282.67	48741335
60	2.22	266.83	9.34	2.06	9.34	1.44	10.79	1294.49	49190804
65	2.11	274.99	9.46	2.02	9.46	1.42	10.87	1304.61	49575274
70	2	280.6	9.53	1.98	9.53	1.39	10.92	1310.19	49787328

III.8.5.3 Coût total du barrage

Le coût global (digue et évacuateur de crues) est indiqué ci-dessous :

Tableau III-46 : Coût total du barrage.

			Coût (DA)				
			évacuateur de crues			digue	total
b (m)	H_b (m)	$H_{dév}$ (m)	déversoir	canal	coursier		
25	28.2	3.98	29184000	7331224	45311321	27885846	109712391
30	27.74	3.52	27394200	6977263	46142274	27064530	107578267
35	27.39	3.18	26081300	6715646	47030084	25326187	105153217
40	27.12	2.91	24958400	6507342	47635290	22276353	101377385
45	26.9	2.69	23991300	6337441	48146252	21549592	100024585
50	26.72	2.51	23218000	6198046	48458345	20949359	98823750
55	26.56	2.36	22572000	6081803	48741335	20491570	97886708
60	26.42	2.22	21796800	5973734	49190804	20075106	97036444
65	26.31	2.11	21316100	5888601	49575274	19783757	96563732
70	26.2	2	20641600	5803417	49787328	19480586	95712931

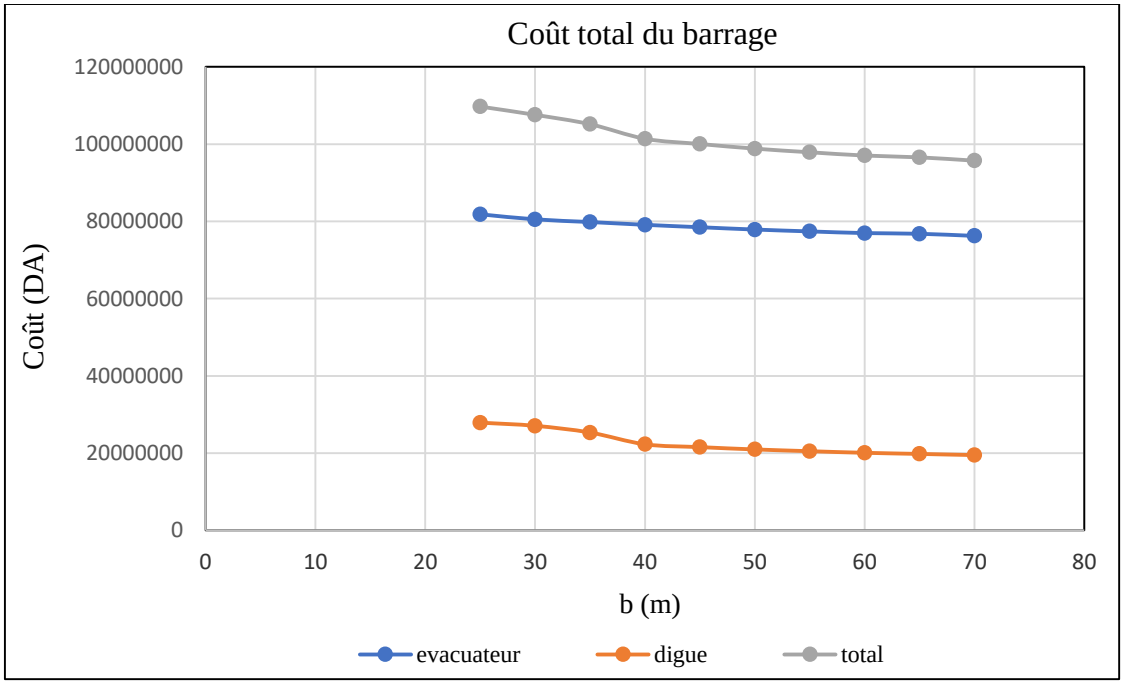


Figure III-26 : Coût total du barrage.

D'après l'étude d'optimisation, la largeur de 55 mètres a été retenue comme solution optimale, résultant d'un compromis optimal entre les exigences techniques et les considérations technico-économiques. Cette configuration assure un écoulement efficace du débit de crue, tout

en garantissant une stabilité hydraulique satisfaisante et en réduisant les travaux d'excavation sur les berges. Sur le plan économique, elle correspond à une zone de stabilisation du coût global du projet, traduisant un rapport favorable entre performance hydraulique et dépenses de réalisation. Ainsi, la largeur de 55 mètres s'impose comme la solution la plus rationnelle et la mieux adaptée aux conditions spécifiques du site.

Tableau III-62 : Récapitulatif des résultats de l'étude d'optimisation.

Largeur déversante (b)	55 m
Lame déversante ($H_{dév}$)	2.36 m
Débit déversant (q)	257.66 m^3/s
Largeur en crête (b_{cr})	6.8 m
Hauteur du barrage (H_b)	26.56 m
Côte en crête	84.56 m NGA

Conclusion

Ce chapitre a permis d'établir les principales caractéristiques hydrologiques du bassin versant, servant de fondement à l'identification des paramètres requis pour la conception du barrage. Ces données constituent une base essentielle pour le dimensionnement de la digue. En complément, une étude d'optimisation a été conduite en fin de chapitre afin de déterminer la largeur optimale du déversoir, en conciliant les exigences de sécurité hydraulique avec les impératifs économiques.

CHAPITRE IV :

Choix et conception de variante de la digue

Introduction

Ce chapitre examine le processus de sélection de la variante de digue la plus adaptée, en tenant compte des critères techniques, économiques et des conditions spécifiques du site. L'objectif est de garantir un ouvrage sûr, durable et cohérent avec le contexte local. Après arrêt sur la variante retenue, une phase de conception détaillée sera lancée afin d'assurer la pérennité et la performance du barrage, tout en intégrant les exigences de sécurité, d'environnement et de coût tout au long du cycle de vie de l'ouvrage.

IV.1 Choix du type de barrage

La sélection du type de barrage dépend des caractéristiques propres au site et sur l'analyse de critères techniques, topographiques et géologiques.

- **Topographie du site :**

La topographie du site influence directement le choix du type de barrage. En particulier, le rapport longueur sur hauteur (L/H) permet de classer les vallées : les vallées très étroites ($L/H < 3$) conviennent aux barrages voûtes, les vallées étroites ($3 < L/H < 6$) aux barrages poids, et les vallées larges ($L/H > 6$) aux barrages en remblai. Par ailleurs, il est essentiel de vérifier que l'axe sélectionné permet un remplissage optimal de la retenue et une implantation adéquate de l'ouvrage et de ses aménagements annexes.

- **Morphologie de la vallée :**

Le profil de la vallée conditionne fortement l'orientation vers un type de barrage spécifique. Plus la vallée est étroite, plus on privilégie une structure en voûte ou en poids, tandis qu'une vallée large se prête mieux à un barrage en remblai. Le choix final dépend aussi des possibilités d'implantation et de la qualité des fondations disponibles sur le site.

- **Condition Géologique et géotechnique :**

Les paramètres géologiques jouent un rôle essentiel dans le choix du type et de l'emplacement d'un barrage. La nature des formations, leur perméabilité et leur résistance, la pente et les propriétés géotechniques du sol (cohésion, stratification...) déterminent les conditions de fondation et la stabilité de l'ouvrage. En zone sismique, des mesures spécifiques sont nécessaires.

- **Qualité et disponibilités des matériaux de construction :**

Le choix du type de barrage dépend largement de la disponibilité et de la qualité des matériaux présents sur le site ou dans ses environs. Il est préférable de privilégier les matériaux locaux, à condition qu'ils soient techniquement adaptés, notamment en termes de bonne compacité, de perméabilité maîtrisée et de résistance suffisante. Leur proximité réduit les coûts de transport, tandis que leur qualité conditionne la sécurité, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

- **Critère technico-économique :**

Ce critère constitue un élément déterminant dans le choix du type de barrage. Il prend en compte plusieurs aspects, notamment la disponibilité de la main-d'œuvre, les objectifs généraux du projet et les contraintes liées à l'entretien futur de l'ouvrage. L'analyse de ces paramètres permet de vérifier la faisabilité pratique et financière du projet, en veillant à ce que la solution retenue soit adaptée au contexte local tout en répondant aux impératifs de durabilité.

IV.2 Définition du profil générale du barrage

IV.2.1 Hauteur de la retenue

D'après l'étude d'optimisation :

- Le calcul de la revanche donne : R = 1.3 m.
- Une marge de sécurité : α = 0.5 m.
- Le tassement est estimé de : T = 0.265 m.

Donc, on adopte une hauteur de barrage de : H_b = 26.56 m.

IV.2.2 Largeur de crête

Selon l'étude d'optimisation, nous avons trouvé que la largeur de crête :

$$b_{cr} = 6.8 \text{ m.}$$

IV.2.3 Longueur en crête

La longueur en crête est tirée à partir du plan de l'aménagement qui est égale à :

$$L_{cr} = 162{,}16 \text{ m.}$$

IV.2.4 Pente des talus

Dans le cadre de la conception préliminaire de la digue, il est possible d'adopter des valeurs indicatives présentées dans le tableau ci-après. Ces paramètres devront toutefois être validés ultérieurement par une analyse de stabilité. Par ailleurs, les pentes des talus d'un barrage en terre doivent répondre aux critères de stabilité mécanique du remblai et de ses fondations, en tenant compte des caractéristiques géotechniques des matériaux utilisés.

Tableau IV-1 : Valeurs indicatives des pentes des talus.

Hauteur du barrage (m)	Types du barrage	Fruit de talus amont	Fruit de talus aval
H < 5	Homogène	2.5	2
	Zoné	2	2
5 ≤ H < 10	Homogène à granulométrie étendue	2	2
	Homogène à fort % d'argile	2.5	2.5
	Zoné	2	2.5
10 ≤ H < 20	Homogène à granulométrie étendue	2.5	2.5
	Homogène à fort % d'argile	3	2.5
	Zoné	3	3
H ≥ 20	Homogène à granulométrie étendue	3	2.5
	Zoné	3	3

IV.2.5 Protection des talus

La protection des talus est essentielle pour garantir la stabilité des digues face aux agressions naturelles telles que l'érosion par batillage, le ruissellement et le vent. Elle permet également de limiter les impacts externes comme les terriers d'animaux, le piétinement du bétail et les interventions humaines. En assurant une barrière physique, elle préserve l'intégrité de l'ouvrage, maintient ses performances hydrauliques et prolonge sa durée de vie.

IV.2.5.1 Talus amont

Le talus amont, exposé directement aux effets du batillage et aux sollicitations hydrodynamiques, nécessite une protection adaptée pour limiter les phénomènes d'érosion et garantir la stabilité de l'ouvrage. La solution retenue repose sur une structure en trois couches superposées, chacune jouant un rôle complémentaire dans la protection de ce dernier.

1. Couche de transition (sable filtrant) : Elle empêche la migration des particules fines du remblai vers les couches supérieures et assure une séparation efficace entre le sol en place et le revêtement.

e_1 = 20 cm.

2. Couche intermédiaire (gravier ou pierres caillouteuses) : Elle améliore la stabilité mécanique de l'ensemble, facilite le drainage et répartit les efforts transmis par la couche supérieure.

$$e_2 = 20 \text{ cm.}$$

3. Couche supérieure (enrochement rip-rap) : Constituée de blocs rocheux calibrés, elle forme la barrière principale contre le batillage des vagues. Sa granulométrie est définie selon la pente du talus et la hauteur des vagues, avec des blocs pouvant dépasser 1 m, dont 50 % doivent avoir un diamètre supérieur à 20 cm et aucun inférieur à 10 cm.

L'épaisseur minimum de la couche de revêtement en enrochement peut être définie selon une des méthodes suivantes :

- **Méthode de Tennessee Valley Authority (T.V.A) :**

L'épaisseur minimum des enrochements est donnée en mètre par la relation suivante utilisée par la TVA :

$$e = C \cdot V^2 \text{…….. (IV.1)}$$

Avec :

V : Vitesse des vagues déterminée par la formule de Gaillard (m/s).

C : Coefficient dépendant de la pente des talus et de du poids spécifique γ_p de l'enrochement utilisé.

Tableau IV-2 : Valeurs du coefficient C.

Pente des talus	**Valeurs de C pour différents poids spécifiques**		
	$\gamma_p = 2.50$ t/m^3	$\gamma_p = 2.65$ t/m^3	$\gamma_p = 2.80$ t/m^3
1/4	0.027	0.024	0.022
1/3	0.028	0.025	0.023
1/2	0.031	0.028	0.026
1/1.5	0.036	0.032	0.03
1/1	0.047	0.041	0.038

Avec une densité γ_p de 2,5 t/m³ et un coefficient de pente m_1 égale à 3, la valeur du coefficient C est estimée à 0,028.

Donc :

$$e_3 = 0.028 \times 3.39^2 = 0.32 \text{ m}$$

Pour des raisons pratiques liées à la mise en œuvre, cette valeur est arrondie à :

$$e_3 \approx 0.35 \text{ m} = 35 \text{ cm}.$$

Et, 50% de l'enrochement doit avoir un poids unitaire « P » tel que :

$$P \geq 0.52 \, . \, \gamma_p \, . \, e^3 \quad \text{..... (IV.2)}$$

$$P \geq 0.043 \text{ tonne}.$$

Le diamètre moyen d'un bloc réduit à la sphère équivalente sera :

$$D_p = \sqrt[3]{\frac{P}{0.524 \, . \, \gamma_p}} \quad \text{..... (IV.3)}$$

$$D_p = 0.32 \text{ m} = 32 \text{ cm}.$$

- **Méthode de l'US ARMY corps of Engineers :**

Les ingénieurs de l'US Army privilégient l'utilisation d'abaques empiriques pour le dimensionnement des protections en enrochement. Ces outils graphiques permettent d'estimer à la fois l'épaisseur minimale du revêtement et les dimensions requises des blocs, en fonction de la hauteur significative des vagues agissant sur le talus.

Tableau IV-3 : Epaisseur de l'enrochement et D_{50} des pierres.

Hauteur des vagues (m)	**Epaisseur minimale de la couche (m)**	**D_{50} minimal (m)**
0 ÷ 0.30	0.3	0.2
0.30 ÷ 0.60	0.4	0.25
0.60 ÷ 1.20	0.45	0.3
1.20 ÷ 1.80	0.55	0.4
1.80 ÷ 2.40	0.7	0.45
2.40 ÷ 3.00	0.8	0.55

On a la hauteur des vagues (H_v = 0.95 m) comprise entre 0.60 m et 1.20m, ce qui implique :

$$e_3 = 0.45 \text{ m} = 45 \text{ cm}.$$

Et :

$$D_{50min} = 0.30 \text{ m} = 30 \text{ cm}.$$

La synthèse des résultats issus des deux approches d'estimation conduit à la mise en place, en troisième couche du talus amont, d'un revêtement en blocs d'enrochement de type rip-rap, présentant une épaisseur finale (e_3) de 45 cm et un diamètre moyen des éléments (D_{50}) équivalent de 30 cm.

IV.2.5.2 Talus aval

Une protection en enrochement de type rip-rap sera mise en place sur le parement aval, sous forme d'une couche de 20 cm d'épaisseur, afin d'assurer la stabilité et la robustesse de l'ouvrage.

$$e = 20 \text{ cm.}$$

IV.2.6 Digue à terre homogène

IV.2.6.1 Pentes des talus

Fruits des talus d'après le tableau (IV-1) :

- Parement amont : $m_1 = 3$.
- Parement aval : $m_2 = 2.5$.

IV.2.6.2 Système de drainage

Afin de limiter les infiltrations d'eau à travers le corps du barrage, un dispositif de drainage est mis en place sur la face aval. Ce système comprend généralement un drain vertical et un tapis filtrant horizontal, destinés à capter les écoulements internes et à abaisser la ligne de saturation, ainsi qu'un prisme drainant facilitant l'évacuation de l'eau vers l'extérieur. La conception et l'implantation de ces éléments dépendent des caractéristiques géotechniques et de la géométrie du barrage, et visent à renforcer la stabilité globale de l'ouvrage.

- **Drain tapis :**

$$L_d = (0.25 \div 0.33)\ B \text{……. (IV.4)}$$

Avec :

L_d : Longueur du drain tapis (m).

B : Longueur de la base de la retenue (B = 109 m).

Donc :

$$L_d = 0.3 \times 109 = 32.7 \text{ m} \approx 33 \text{ m.}$$

- **Drain vertical**

Le drain vertical, positionné dans la zone centrale aval du corps du barrage, constitue un élément clé du dispositif de drainage interne. Il est généralement réalisé sous forme de bandes de matériaux perméables, tels que des graviers ou des enrochements, encadrés par des filtres de transition assurant la stabilité granulométrique. Ce système permet d'intercepter les eaux infiltrées à travers le remblai et de les diriger vers le tapis drainant horizontal situé en pied d'ouvrage. Sa largeur est fixée à un mètre (1m) pour garantir une capacité hydraulique suffisante, et sa hauteur est conçue pour dépasser le niveau normal de la retenue, assurant ainsi une interception efficace des flux internes.

L'emplacement optimal de ce drain se situe légèrement en aval de l'axe du barrage, en cohérence avec le cheminement naturel des infiltrations.

- **Prisme aval :**

Le prisme aval, également appelé pied drainante, constitue une composante essentielle du système de drainage du barrage. Il assure la collecte et l'évacuation des eaux interceptées par les drains verticaux et les tapis filtrants, contribuant ainsi à la stabilité du remblai. Sa structure repose sur des matériaux perméables disposés en couches filtrantes, avec une gradation granulométrique adaptée permettant d'éviter le colmatage tout en garantissant une circulation fluide de l'eau. Ce dispositif est implanté en pied de talus aval.

Sa conception est la suivante :

- Hauteur :

$$H_p = (0.15 \div 0.2)\, H_b \text{…….. (IV.5)}$$

Avec :

H_b : Hauteur du barrage (m).

Donc :

$$H_p = 0.17 \times 26.56 = 4.51 \text{ m.}$$

- Largeur en crête :

$$b_p = (1/3 \div 1/4)\, H_p \text{…… (IV.6)}$$

Avec :

H_p : Hauteur du prisme aval (m).

Donc :

$$b_p = 1/3 \times 4.51 = 1.5 \text{ m.}$$

- Fruits de talus :

  $m_1 = (1 \div 2.5)$.

  $m_2 = (1.5 \div 2.5)$.

  On prend :

$$m_1 = m_2 = 2.$$

- Largeur en base :

$$B_p = b_p + (m_1 + m_2)\, H_p \text{……..…….. (IV.7)}$$

Avec :

b_p : Largeur en crête du prisme aval (m).

m_1 et m_2 : Fruits de talus du pied drainante amont et aval successivement.

H_p : Hauteur du prisme aval (m).

Donc :

$$B_p = 1.5 + (2 + 2) \times 4.51 = 19.54 \text{ m.}$$

IV.2.7 Digue zoné à noyau d'argile

IV.2.7.1 Pentes des talus

Fruits des talus d'après le tableau (IV-1) :

- Parement amont : m_1 =3.
- Parement aval : m_2 = 3.

IV.2.7.2 Dimensionnement du noyau

Le noyau imperméable du barrage, constitué d'argile locale, limite les infiltrations en assurant l'étanchéité de la digue. Ce matériau est choisi pour sa faible perméabilité, sa résistance mécanique et sa stabilité durable face aux sollicitations hydrauliques.

- **Hauteur du noyau :**

$$H_n = H_b - (1 \div 1.5) \text{…….. (IV.8)}$$

Avec :

H_b : Hauteur du barrage (m).

H_n : Hauteur du noyau (m).

Donc :

$$H_n = 26.56 – 1 = 25.56 \text{ m.}$$

- **Largeur en crête :**

$$b_{cn} = (1/6) . H_n \text{……. (IV.9)}$$

Avec :

b_{cn} : Largeur en crête du noyau (m).

H_n : Hauteur du noyau (m).

Donc :

$$b_{cn} = 1/6 \times 25.56 = 4.26 \text{ m.}$$

- **Largeur à la base du noyau :**

Pour calculer la largeur en base on doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{\triangle H}{B_{moy}} \leq I_{adm} \text{…… (IV.10)}$$

Avec :

$\triangle H$: Différence de la charge hydraulique ($\Delta H = H_{amont} – H_{aval} = 24.5$ m).

B_{moy} : Largeur moyenne du noyau (m).

I_{adm} : Gradient hydraulique admissible est donné en fonction de la classe de l'ouvrage et du type de sol de fondation.

Tableau IV-4 : Classes de barrages selon sa hauteur et le type de fondation.

Type de sol de fondation	Classes du barrage			
	I	II	III	IV
	Hauteur du barrage (m)			
Sol rocheux	> 100	70 ÷ 100	25 ÷ 70	< 25
Sol sablonneux, pierreux, terrain argileux non plastique	> 75	35 ÷ 75	15 ÷ 35	< 15
Terrain argileux plastique	> 50	25 ÷ 50	15 ÷ 25	< 15

Tableau IV-5 : Valeurs de gradient admissible en fonction de la classe de l'ouvrage.

Type de sol de fondation	Classes du barrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.5	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.7	0.8	0.9	1
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

D'après les tableaux (IV-4) et (IV-5), notre ouvrage appartient à classe III et ce qui implique un gradient hydraulique admissible qui égale à :

$$I_{adm} = 1.8$$

Donc :

$$B_{moy} \geq \frac{\triangle H}{I_{adm}} = \frac{24.5}{1.8} = 13.61 \text{ m.}$$

Et on a :

$$B_{base} = 2 \, . \, B_{moy} - b_{cn} = 2 \times 13.61 - 4.26 = 22.96 \text{ m.}$$

Comme nous pouvons calculer la largeur à la base du noyau par d'autre méthode :

$$B_{min} = C \, . \, H_n + 6 = 0.23 \times 25.56 + 6 = 12.10 \text{ m.} \quad \text{Avec } (0.15 \leq C \leq 0.3).$$

$$B_{max} = (0.8 \div 1.2) \, H_b = 1 \times 26.56 = 26.56 \text{ m.}$$

$$B_{moy} = (B_{min} + B_{max}) / 2 = (12.10 + 26.56) / 2 = 19.33 \text{ m.}$$

- **Pente des talus :**

On a :

$$B_{base} = 2 \, . \, m \, . \, H_n + b_{cn} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{ (IV.11)}$$

Avec :

m : Pente du talus amont et aval du noyau.

H_n : Hauteur du noyau (m).

b_{cn} : Largeur en crête du noyau (m).

Donc :

$$m = \frac{B_{base} - b_{cn}}{2\,H_n} = \frac{22.96 - 4.26}{2 \times 25.56} = 0.36.$$

IV.2.7.3 Système de drainage

- **Drain tapis :**

$$L_d = (0.25 \div 0.33)\ B \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(IV.12)}$$

Avec :

L_d : Longueur du drain tapis (m).

B : Longueur de la base de la retenue (B = 109 m).

Donc :

$$L_d = 0.3 \times 109 = 32.7\ m \approx 33\ m.$$

- **Prisme aval :**

Sa conception est la suivante :

- Hauteur :

$$H_p = (0.15 \div 0.2)\ H_b \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(IV.13)}$$

Avec :

H_b : Hauteur du barrage (m).

Donc :

$$H_p = 0.17 \times 26.56 = 4.51\ m.$$

- Largeur en crête :

$$b_p = (1/3 \div 1/4)\ H_p \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(IV.14)}$$

Avec :

H_p : Hauteur du prisme aval (m).

Donc :

$$b_p = 1/3 \times 4.51 = 1.5\ m.$$

- Fruits de talus :

$m_1 = (1 \div 2.5)$.

$m_2 = (1.5 \div 2.5)$.

On prend :

$$m_1 = m_2 = 2.$$

- Largeur en base :

$$B_p = b_p + (m_1 + m_2)\, H_p \text{……...(IV.15)}$$

Avec :

b_p : Largeur en crête du prisme aval (m).

m_1, m_2 : Fruits de talus du pied drainante amont et aval successivement.

H_p : Hauteur du prisme aval (m).

Donc :

$$B_p = 1.5 + (2 + 2) \times 4.51 = 19.54 \text{ m.}$$

IV.3 Variantes de la digue

Ces variantes ont été retenues en raison de leur conception générale, incluant les coupes types, les ouvrages prévus et les volumes de travaux, ainsi que de la disponibilité des matériaux nécessaires à leur réalisation.

IV.3.1 Barrage en remblai avec noyau central en argile

- **Conception générale :**

La coupe type de barrage en remblai zoné est composée par :

- Partie centrale étanche : un noyau de géométrie approprié en partant de la condition de gradient de la charge hydraulique tolérable, composée de matériaux argileux de la zone de la cuvette de la retenue (zones A et A1).

- Recharge amont : remblai en alluvions constitué de matériaux alluvionnaires dans la zone de lit de l'oued Sebaou, en aval de la confluence avec l'oued Stita (zone Sidi Namane).

- Recharge aval : remblai en alluvions constitué de matériaux alluvionnaires dans la zone de lit de l'oued Sebaou, en aval de la confluence avec l'oued Stita (zone Sidi Namane).

- Deux filtres sont posés (filtre grossier et filtre fin) dans la zone du contact entre le matériau du noyau et les recharges en alluvions.

- Protection par un revêtement en trois couches complémentaires : couche de transition (sable filtrant), une couche intermédiaire (gravier), et couche supérieure (enrochement rip-rap) constituée de blocs rocheux calibrés.

- Protection en enrochement (rip-rap) au parement aval.

Le batardeau en alluvions fait partie de la recharge amont et a comme élément d'étanchéité une diaphragme en béton et pour la fondation une paroi moulée de type en béton plastique.

- **Caractéristiques géométriques :**

  - Cote de la crête : 84.56 m NGA.

  - Cote de la fondation du noyau : 58 m NGA.

  - Longueur en crête : 162,16 m.

  - Largeur en crête : 6.8 m

  - Hauteur maximale : 26.56 m.

- Le parement amont :

  - Pente du talus : $m_1 = 3$.

  - Berme 3 m en largeur à la cote : 71 m NGA.

- Le parement aval :

  - Pente du talus : $m_2 = 3$.

  - Berme 3 m en largeur à la cote : 71 m NGA.

- Le noyau :

  - Pentes du noyau amont et aval : m = 0.36.

  - Largeur à la crête : 4.26 m.

  - Largeur en fondation : 22.96 m.

- Les caractéristiques géométriques de la section du batardeau (inclus dans le barrage) sont les suivantes :

  - Cote de la crête : 70 m.

  - Cote de la fondation : 55 m.

  - Largeur en crête : 8 m.

  - Pente du parement amont : $m_1 = 3$.

- Pente du parement aval : $m_2 = 2$.

- Elément d'étanchéité : diaphragme en béton.

- **Volume des travaux :**

o Excavations :

- Excavations en terrain meuble : 421.665 m^3.

- Excavations en roche altérée : 5.431 m^3.

- Excavations en roche saine : 1.729 m^3.

o Remblais :

- Remblai en alluvions : 575.748 m^3 (y compris le batardeau).

- Remblai en argile : 174.759 m^3.

- Filtres : 9.520 m^3.

- Enrochements : 3.682 m^3.

o Voile d'injection :

- Forages d'injections et de peau : 14.575 ml.

- Drainages et piézomètres : 420 ml.

- Ecran en béton plastique batardeau : 900 m^2.

o Béton :

- Evacuateur des crues : 29.531 m^3.

- Galerie DP/VF en lit de l'oued : 12.700 m^3.

- **L'étanchéité de la fondation :**

L'étanchéité de la fondation sous la digue est réalisée par un voile d'injections exécuté à partir d'une dalle en béton d'environ 1 m d'épaisseur. Le voile d'étanchéité a les suivantes caractéristiques :

- Les forages sont positionnés sur une seule ligne.

- L'espacement final des forages : 2 m.

- La profondeur moyenne du voile : 30 m.

Dans l'aval du barrage est sur les deux rives il est aussi prévu de réaliser un réseau de forages piézométriques.

- **Disponibilité et qualité des matériaux :**

  - Argile (noyau d'étanchéité) : disponible localement, mais en quantité limitée. La qualité (plasticité, teneur en eau) doit être contrôlée et corrigée (séchage ou humidification si besoin).

  - Alluvions / remblais latéraux : en volumes suffisants, trouvables dans les dépôts proches (graviers, sables). Transport et mise en œuvre relativement faciles.

  - Filtres et drains : volumes modestes, granulats fins disponibles, mais nécessitent un tri granulométrique soigné.

  - Enrochements : utilisés en protection aval/amont. Les gisements rocheux locaux peuvent les fournir, logistique simple vu la quantité réduite.

  - Béton (évacuateur + galerie) : faible proportion comparé aux autres variantes. Approvisionnement en ciment et granulats requis, mais reste gérable.

- **Coût :**

Tableau IV-6 : Coût du barrage en remblai avec noyau central en argile.

Lot	Quantité (m^3)	PU (DA)	Coût (DA)
Excavation terrain meuble	421.665	600	252999
Excavation roche altérée	5.431	1800	9775.8
Excavation roche saine	1.729	2500	4322.5
Remblai alluvions	575.748	800	460598.4
Remblai d'étanchéité (argile)	174.759	900	157283.1
Filtre et drains	9.52	1200	11424
Enrochements	3.682	2500	9205
Béton	42.231	38000	1604778
Total			2510385.8

IV.3.2 Barrage en remblai avec masque en béton armé

La topographie du site retenu pour le barrage, caractérisée par une vallée assez étroite, avec de rives surtout de forme régulière dans la partie amont, suggère comme possible un barrage en remblai avec masque en béton.

- **Conception générale :**

La coupe type de barrage est composée de :

- Recharge en remblai composée de matériaux alluvionnaires dans la zone de lit de l'oued Sébaou, en aval de la confluence avec l'oued Stita (zone Sidi Namane).

- Masque en béton armé comme élément d'étanchéité amont du corps de barrage.

- Deux couches de transition en matériau criblé et concassé :

1. Première couche, juste sous la masque (appelé couche support) doit avoir une perméabilité contrôlé ($10^{-3} \div 10^{-4}$ cm/s).
2. Deuxième couche à le rôle de drain pour les éventuelles fuites et doit avoir la perméabilité de $10^{-2} \div 10^{-3}$ cm/s.

- Protection en enrochement (rip-rap) au parement aval.

- Batardeau en remblai homogène (tout venant de la zone d'emprunt B2) en amont du barrage.

- **Caractéristiques géométriques :**

- Cote de la crête : 84.56 m NGA.

- Cote de la fondation de la plinthe : 49 m.

- Longueur en crête : 162.16 m.

- Largeur en crête : 6.8 m.

- Hauteur maximale : 26.56 m.

- Le parement amont :

  - Pente du talus : m1 = 3.

  - Berme 3 m en largeur à la cote : 71 m NGA.

- Le parement aval :

- Pente du talus : m2 = 3.

- Berme 3 m en largeur à la cote : 71 m NGA.

- Les caractéristiques géométriques de la section du batardeau (en amont du barrage) sont les suivantes:

- Cote de la crête : 70 m.

- Cote de la fondation : 55 m.

- Largeur en crête : 8 m.

- Pente du parement amont : m1 = 1.5.

- Pente du parement aval : m2 = 1.5.

- Elément d'étanchéité : diaphragme en béton.

- **Volume des travaux :**
- Excavations :

- Excavations en terrain meuble : 334.399 m^3.

- Excavations en roche altérée : 24.817 m^3.

- Excavations en roche saine : 7.315 m^3.

- Remblais :

- Remblai en alluvions : 536.000 m^3.

- Filtres : 57.480 m^3.

- Enrochements : 19.865 m^3.

- Voile d'injection :

- Forages d'injections et de peau : 10.840 ml.

- Drainages et piézomètres : 420 ml.

- Ecran en béton plastique batardeau : 900 m^2.

- Béton :

- Masque en béton armé : 6.500 m^3.

- Plinthe : 2.500 m^3.

- Evacuateur des crues : 29.531 m^3.

- Galerie DP/VF : 14.100 m^3.

- Batardeau (en amont du barrage):

- Excavation pour décapage : 2.650 m^3.

- Remblai en tout venant : 47.650 m^3.

- Diaphragme en béton : 1.500 m^3.

- Ecran en béton plastique : 1.000 m^2.

- **L'étanchéité de la fondation :**

L'étanchéité de la fondation sous la digue est réalisée par un voile d'injections exécuté à partir d'une plinthe en béton d'environ 1 m d'épaisseur. Le voile d'étanchéité a les suivantes caractéristiques :

- Les forages sont positionnés sur une seule ligne.

- L'espacement final des forages : 2 m.

- La profondeur moyenne du voile : 30 m.

Dans l'aval du barrage est sur les deux rives il est aussi prévu de réaliser un réseau de forages piézométriques.

- **Disponibilité et qualité des matériaux :**

- Argile : beaucoup moins utilisée (juste pour petits ouvrages secondaires). Donc dépendance à l'argile faible.

- Alluvions (remblai de corps) : disponibles, mais leur qualité doit être contrôlée. Si les dépôts ne sont pas homogènes, il peut y avoir un risque d'apport externe.

- Béton (masque amont + plinthe + ouvrages annexes) : besoins très importants, la disponibilité du ciment et des granulats devient critique. Dépendance forte aux carrières et cimenteries (logistique lourde).

- Filtres et enrochements : quantités notables, demandent une bonne organisation d'extraction/transport.

- **Coût :**

Tableau IV-7 : Coût du barrage en remblai avec masque en béton armé.

Lot	Quantité (m^3)	PU (DA)	Coût (DA)
Excavation terrain meuble	334.399	600	200639.4
Excavation roche altérée	24.817	1800	44670.6
Excavation roche saine	7.315	2500	18287.5
Remblai alluvions	536	800	428800
Filtre et drains	57.84	1200	69408
Enrochements	19.865	2500	49662.5
Béton	52.631	38000	1999978
Batardeau (tout venant)	47.65	800	38120
Total			2849566

IV.3.3 Barrage en terre homogène

L'étude géologique et géotechnique a mis en évidence des dépôts des alluvions de qualité très hétérogène dans la future cuvette, permettant la construction d'un tel type de barrage.

- **Conception générale :**

La coupe type de barrage est composée par :

- Recharge en remblai en terre amont composé de matériaux fins dans la zone de la cuvette de la retenue.

- Partie centrale de remblai d'étanchéité composée de matériaux argileux de la zone de la cuvette de la retenue.

- Recharge aval constituée de tout venant (alluvions et matériaux fins dans la zone de la cuvette de la retenue) et excavations outillées du barrage.

- Drain à l'aval de la partie centrale

- Protection en enrochement (rip-rap) sur deux couches de filtres au parements amont et aval.

- **Caractéristiques géométriques :**

- Cote de la crête : 84.56 m NGA.

- Cote de la fondation de la plinthe : 49 m.

- Longueur en crête : 162.16 m.

- Largeur en crête : 6.8 m.

- Hauteur maximale : 26.56 m.

- Le parement amont :

- Pente du talus : $m_1 = 3$.

- Berme 3 m en largeur à la cote : 71 m NGA.

- Le parement aval :

- Pente du talus : $m_2 = 3$.

- Berme 3 m en largeur à la cote : 71 m NGA.

- Les caractéristiques géométriques de la section du batardeau (inclus dans le barrage) sont les suivantes:

- Cote de la crête : 70 m.

- Cote de la fondation : 55 m.

- Largeur en crête : 8 m.

- Pente du parement amont : $m_1 = 3.5$.

- Pente du parement aval : $m_2 = 2$.

- **Volume des travaux :**
- Excavations :

- Excavations en terrain meuble : 55.329 m^3 (colluvions et alluvions).

- Excavations en roche altérée : 29.702 m^3.

- Excavations en roche saine : 15.913 m^3.

- Remblais :

- Remblai en terre : 337.389 m^3 (y compris le batardeau).

- Remblai d'étanchéité : 217.716 m^3 (y compris le batardeau).

- Tout venant : 304.456 m^3.

- Filtres et drains : 82.404 m^3.

- Enrochements (rip-rap) : 50.702 m^3.

- Voile d'injection :

- Forages d'injections et de peau : 10.840 ml.

- Drainages et piézomètres : 420 ml.

- Béton :

- Evacuateur des crues : 29.531 m^3.

- Galerie DP/VF : 14.500 m^3.

- **L'étanchéité de la fondation :**

L'étanchéité de la fondation sous la digue est réalisée par un voile d'injections exécuté à partir d'une dalle en béton d'environ 1 m d'épaisseur. Le voile d'étanchéité a les suivantes caractéristiques :

- Les forages sont positionnés sur une seule ligne.

- L'espacement final des forages : 2 m.

- La profondeur moyenne du voile : 30 m.

Dans l'aval du barrage est sur les deux rives il est aussi prévu de réaliser un réseau de forages piézométriques.

- **Disponibilité et qualité des matériaux :**

- Argile / limons : matériau principal du remblai. L'argile doit être disponible en grand volume et de bonne qualité pour assurer l'étanchéité. Cependant, les investigations réalisées montrent que la quantité exploitable reste limitée, ce qui peut engendrer un risque de déficit.

- Alluvions / tout-venant : utilisés en recharge, globalement disponibles.

- Filtres et enrochements : quantités très importantes pour stabiliser les talus (logistique lourde : extraction, transport).

- Béton (évacuateur + galerie) : présent mais limité aux ouvrages annexes.

- **Coût :**

Tableau IV-8 : Coût du barrage en terre homogène.

Lot	Quantité (m^3)	PU (DA)	Coût (DA)
Excavation terrain meuble	55.329	600	33197.4
Excavation roche altérée	29.702	1800	53463.6
Excavation roche saine	15.913	2500	39782.5
Remblai en terre	337.389	800	269911.2
Remblai d'étanchéité (argile)	217.716	900	195944.4
Batardeau (tout venant)	304.456	800	243564.8
Filtre et drains	82.404	1200	98884.8
Enrochements (rip-rap)	50.702	2500	126755
Béton	44.031	38000	1673178
Total			2734681.7

IV.3.4 Barrage poids en béton compacté au rouleau (BCR)

La variante en béton compacté au rouleau (BCR) a été retenue car elle combine rapidité d'exécution, économie de matériaux et adaptation au site de Zaouïa qui dispose d'une large plateforme pour les engins. L'utilisation de matériaux locaux peu coûteux, associée à une technique moderne réduisant les joints, garantit un ouvrage sûr et durable à moindre coût.

- **Caractéristiques géométriques :**

○ Les caractéristiques géométriques de la section type sont les suivantes :

- Cote de la crête : 84.56 m.

- Cote de la fondation : 55 m NGA.

- Longueur en crête : 162.16 m.

- Largeur en crête : 6.8 m.

- Hauteur maximale : 29.56m.

- Pente du parement amont : $m_1 = 0.28$.

- Pente du parement aval : $m_2 = 0.72$.

Les caractéristiques géométriques de la section du batardeau (en remblai homogène tout venant de la zone d'emprunt B2 se trouve en amont du barrage) sont :

- Cote de la crête : 70 m.

- Cote de la fondation : 55 m.

- Largeur en crête : 8 m.

- Pente du parement amont : $m_1 = 1.5$.

- Pente du parement aval : $m_2 = 1.5$.

- Elément d'étanchéité : diaphragme en béton.

- Préparation de la fondation :

Dans la zone du lit de l'oued, les alluvions sont excavées et enlevées sur une profondeur d'environ 5 à 6 m, jusqu'à atteindre la roche altérée. Cette dernière, d'une épaisseur d'environ 4 à 5 m, sera également retirée. La fondation du barrage sera ainsi réalisée sur la roche saine, avec des redans inclinés prévus afin de mobiliser la roche de fondation et de réduire les forces tangentielles. Sur les versants, la couche de colluvions, épaisse d'environ 3 m, sera aussi enlevée.

- **Volume des travaux :**

- Excavations :

  - Excavations en terrain meuble : 195.353 m^3.

  - Excavations en roche altérée : 33.355 m^3.

  - Excavations en roche saine : 23.845 m^3.

- Voile d'injection :

  - Forages d'injections et de peau : 15.750 ml.

  - Drainages et piézomètres : 1.080 ml.

  - Ecran en béton plastique batardeau : 900 m^2.

- Béton :

  - Barrage et bassin d'amortissement : 185.000 m^3.

  - Structure de dérivation : 5.780 m^3.

- Batardeau (amont du barrage) :

  - Excavation pour décapage: 2.650 m^3.

  - Remblai en tout venant: 47.650 m^3.

  - Diaphragme en béton: 1.500 m^3.

  - Ecran en béton plastique: 1.000 m^2.

- **L'étanchéité de la fondation :**

L'étanchéité de la fondation sous la digue est réalisée par un voile d'injections exécuté à partir d'une d'une galerie en barrage. Le voile d'étanchéité a les suivantes caractéristiques :

- Les forages sont positionnés sur une seule ligne.

- L'espacement final des forages : 2 m.

- La profondeur moyenne du voile : 35 m.

La galerie d'injection est de drainage à une longueur de 200 m et une section de 3,0 m x 3,5 m. L'accès est réalisé à partir de l'aval par deux galeries d'accès.

Dans l'aval du barrage est sur les deux rives il est aussi prévu de réaliser un réseau de forages piézométriques.

- **Disponibilité et qualité des matériaux :**

- Argile / alluvions : presque inutilisés, l'avantage si l'argile locale est limitée.

- Béton (corps du barrage en BCR + ouvrages) : matériau principal. Cela suppose :

1. Une centrale de production béton en continu.
2. Un approvisionnement énorme en ciment, sable, gravier, eau.
3. Des granulats en très grandes quantités (carrières proches indispensables).

- Enrochements : seulement en protection, quantité réduite.

- **Coût :**

Tableau IV-9 : Coût du barrage poids en béton compacté au rouleau (BCR).

Lot	Quantité (m^3)	PU (DA)	Montant (DA)
Excavation terrain meuble	195.353	600	117211.8
Excavation roche altérée	33.355	1800	60039
Excavation roche saine	23.845	2500	59612.5
Béton	192.28	38000	7306640
Batardeau (tout venant)	47.65	800	38120
Total			7581623.3

IV.4 Choix de la variante

La comparaison entre les quatre variantes permet de distinguer leurs avantages et limites :

- La variante zonée à noyau argileux apparaît comme la plus économique et la plus équilibrée sur le plan technique. Elle exploite les matériaux locaux, principalement l'argile et les alluvions, et reste relativement simple à réaliser.

- La variante avec masque en béton armé offre une bonne étanchéité amont, mais son recours massif au béton la rend plus coûteuse et dépendante d'une logistique de ciment et d'agrégats continue.

- La variante en terre homogène repose essentiellement sur l'argile, matériau disponible localement mais en quantité limitée, ce qui fragilise sa faisabilité à grande échelle.

- Enfin, la variante en béton compacté au rouleau (BCR) constitue une solution robuste et moderne, mais elle est la plus onéreuse et nécessite d'importants volumes de granulats et de ciment, souvent difficiles à mobiliser.

Donc, la comparaison montre que les variantes avec masque en béton armé et en béton compacté au rouleau (BCR) sont défavorisées en raison de leurs coûts élevés et de leur forte dépendance au béton.

Dans notre cas, la configuration large de la vallée et la disponibilité de matériaux de qualité moyenne orientent naturellement vers une digue en remblai, avec deux options possibles : en terre homogène ou zonée avec un noyau argileux étanche. Parmi ces deux alternatives, la

solution homogène reste limitée par la disponibilité en argile, alors que la solution zonée tire avantage d'un noyau central d'étanchéité associé à des remblais latéraux en alluvions, globalement accessibles localement.

Sur le plan technique, cette conception assure une étanchéité fiable grâce au noyau argileux, tout en demeurant compatible avec les matériaux disponibles sur le site (argile, alluvions, enrochements). Elle requiert également moins de béton que les autres variantes, réduisant ainsi la dépendance à une logistique industrielle lourde.

Sur le plan économique, elle s'avère la plus avantageuse car elle valorise les matériaux locaux à faible coût et limite les postes les plus onéreux comme le béton.

En définitive, le barrage zoné à noyau argileux représente la solution optimale, combinant fiabilité technique et rentabilité économique, ce qui justifie pleinement son adoption pour la conception détaillée.

IV.5 Conception détaillée de la digue

Après avoir défini la variante retenue, cette partie traite l'étude détaillée de la conception structurelle de la digue, en examinant le phénomène d'infiltration au sein de son corps, ainsi qu'à l'analyse de la stabilité des talus.

IV.5.1 Description générale de la digue

Le tableau ci-dessous récapitule le profil général de la digue :

Tableau IV-10 : Caractéristiques de la digue.

Désignation	**Valeur (m)**
Hauteur du barrage (H_b)	26.56
Largeur en crête (b_{cr})	6.8
Pente des talus (m_1, m_2)	$m_1 = 3$
	$m_2 = 3$
Hauteur du noyau (H_n)	25.56
Largeur à la crête du noyau (b_{cn})	4.26
Largeur à la base du noyau ($B_{base)}$	22.96
Pente du talus du noyau (m)	m = 0.36

IV.5.2 Système de drainage

- **Drain tapis :**

$$L_d = (0.25 \div 0.33)\ B \text{……...} \quad (IV.16)$$

Avec :

L_d : Longueur du drain tapis (m).

B : Longueur de la base de la retenue (B = 109 m).

Donc :

$$L_d = 0.3 \times 109 = 32.7\ m \approx 33\ m.$$

- **Prisme aval :**

Sa conception est la suivante :

- Hauteur :

$$H_p = 0.17 \times 26.56 = 4.51\ m.$$

- Largeur en crête :

$$b_p = 1/3 \times 4.51 = 1.5\ m.$$

- Fruits de talus :

$$m_1 = m_2 = 2.$$

- Largeur en base :

$$B_p = 1.5 + (2 + 2) \times 4.51 = 19.54\ m$$

IV.5.2.1 Protection des talus

Les talus d'un barrage présentent une vulnérabilité particulière face à l'érosion provoquée par le ruissellement des pluies, au phénomène de renard lié au ressuyage des eaux de saturation, ainsi qu'aux sollicitations spécifiques du parement amont, notamment l'action des vagues et les effets d'une vidange rapide.

- **Talus amont :**

Le talus amont, soumis aux vagues et aux pressions hydrodynamiques, est protégé par un revêtement en trois couches complémentaires :

1. Couche de transition (sable filtrant, e_1 = 20 cm) empêchant la migration des fines.

2. Couche intermédiaire (gravier, e_2 = 20 cm) assurant drainage et stabilité mécanique.

3. Couche supérieure (enrochement rip-rap) constituée de blocs rocheux calibrés, jouant le rôle principal de protection contre le batillage.

La conception finale a retenu un enrochement rip-rap d'épaisseur e_3 = 45 cm avec un diamètre moyen des blocs D_{50} = 30 cm, garantissant la résistance et la durabilité du talus.

- **Talus aval :**

Le talus aval sera protégé par un revêtement en enrochement de type rip-rap, disposé en une couche de 20 cm d'épaisseur**.** Cette protection vise à renforcer la stabilité du parement et à assurer la robustesse durable de l'ouvrage.

- **La crête :**

La largeur de la crête d'un barrage en remblai est déterminée en fonction de l'importance de l'ouvrage, mais il est recommandé de la concevoir aussi large que possible pour garantir le passage sécurisé des engins et équipements. Afin de prévenir l'érosion, la crête est aménagée avec une pente douce de 2 % dirigée vers l'amont pour faciliter l'écoulement des eaux de pluie. Elle est protégée par un revêtement en TVC (Tapis de Voile Consolidé) de 30 cm d'épaisseur assurant sa durabilité.

- **Le noyau :**

La protection du noyau est assurée par la mise en place de deux couches filtrantes successives entre le matériau du noyau et les recharges en alluvions. La première couche, constituée de sable d'une épaisseur d'environ 15 cm, est suivie d'une seconde couche en gravier de même épaisseur. Ces filtres, disposés l'un sur l'autre, assurent une transition granulométrique adéquate entre le noyau argileux et les matériaux plus grossiers environnants, garantissant ainsi la cohésion et la stabilité de la structure dans le temps.

Tableau IV-11 : Récapitulatif sur la protection des talus.

Couche de protection	Sable filtrant	Gravier	Enrochement rip-rap	TVC
Talus amont	e_1 = 20 cm	e_2 = 20 cm	e_3 = 45 cm	/
Talus aval	/	/	e = 20 cm	/
La crête	/	/	/	e = 30 cm
Le noyau	e_1 = 15 cm	e_2 = 15 cm	/	/

IV.5.2.2 Calcul des filtres

Dans les barrages en remblai, les filtres assurent une fonction essentielle de protection contre l'érosion interne. Ils sont constitués de couches perméables disposées selon une granulométrie croissante dans le sens de l'écoulement, selon le principe du filtre inversé. Chaque couche agit comme barrière vis-à-vis de la précédente, empêchant la migration des particules fines vers les zones plus grossières.

Installés entre matériaux de natures différentes ou entre la digue et sa fondation, notamment en présence de sols argileux, les filtres facilitent la consolidation et réduisent les pressions interstitielles. Leur efficacité repose sur leur capacité à drainer sans ne se colmater ni perdre leur propre structure, conformément aux critères de stabilité définis par Terzaghi.

$\frac{D_{15}^{filtre}}{d_{85}^{sol}} \leq 5$: Condition l'entraînement de particules fines par le phénomène de renard.

$\frac{D_{15}^{filtre}}{d_{15}^{sol}} > 4$: Condition de perméabilité.

$\frac{D_{50}^{filtre}}{d_{50}^{sol}} < 25$: Condition de Parallélisme des courbes granulométriques.

$\frac{D_{60}^{filtre}}{d_{10}^{sol}} \leq 20$: Condition d'uniformité du filtre.

Tableau IV-12 : Granularité du sol protégé.

Granulométrie du matériau de sol à protéger
d_{15} = 0,0018 mm
d_{50} = 0,056 mm
d_{85} = 0,745 mm

- **Détermination du fuseau granulométrique du filtre :**

Les dimensions granulométriques du filtre se déterminent selon les critères suivants :

$$12 < \frac{F_{15}^{filtre}}{B_{15}^{sol}} < 40$$

$$12 < \frac{F_{50}^{filtre}}{B_{50}^{sol}} < 58$$

Avec :

$F_{15\%}$: Dimension des grains du filtre qui, sur la courbe granulométrique, donne le point d'ordonnée 15%.

$F_{50\%}$: Dimension des grains du filtre qui, sur la courbe granulométrique, donne le point d'ordonnée 50%.

$B_{15\%}$: Dimension des grains du matériau de base (sol à protéger) qui, sur la courbe granulométrique, donne le point d'ordonnée 15%.

$B_{50\%}$: Dimension des grains du matériau de base (sol à protéger) qui, sur la courbe granulométrique, donne le point d'ordonnée 15%.

Selon les dimensions de sol à protéger, donc on peut tirer le domaine de variation de fuseau granulométrique de filtre.

La première couche de filtre à des limites suivantes :

$$12 \times B_{15} < F_{15} < 40 \times B_{15}$$

$$0{,}0216 \text{ mm} < F_{15} < 0.072 \text{ mm}$$

Et :

$$12 \times B_{50} < F_{50} < 58 \times B_{50}$$

$$0.672 \text{ mm} < F_{50} < 3.248 \text{ mm}$$

La courbe granulométrique moyenne est :

$$D_{15} = 0{,}0468 \text{ mm.}$$

$$D_{50} = 1{,}96 \text{ mm.}$$

La deuxième couche de filtre on la détermine en fonction de la courbe moyenne de la première couche :

$$12 < \frac{F'^{filtre}_{15}}{B'^{sol}_{15}} < 40$$

$$12 < \frac{F'^{filtre}_{50}}{B'^{sol}_{50}} < 58$$

Avec :

$F'_{15\%}$: Dimension des grains du filtre qui, sur la courbe granulométrique, donne le point d'ordonnée 15%.

$F'_{50\%}$: Dimension des grains du filtre qui, sur la courbe granulométrique, donne le point d'ordonnée 50%.

$B'_{15\%}$: Dimension des grains du matériau de base (sol à protéger) qui, sur la courbe granulométrique, donne le point d'ordonnée 15%.

$B'_{50\%}$: Dimension des grains du matériau de base (sol à protéger) qui, sur la courbe granulométrique, donne le point d'ordonnée 15%.

La deuxième couche de filtre à des limites suivantes :

$$12 \times B'_{15} < F'_{15} < 40 \times B'_{15}$$

$$0{,}564 \text{ mm} < F'_{15} < 1{,}88 \text{ mm}$$

Et :

$$12 \times B'_{50} < F'_{50} < 58 \times B'_{50}$$

$$23{,}52 \text{ mm} < F'_{50} < 113{,}68 \text{ mm}$$

D'où la courbe granulométrique moyenne de la deuxième couche de filtre à les dimensions suivantes :

$$D_{15} = 1{,}22 \text{ mm.}$$

$$D_{50} = 68{,}6 \text{ mm.}$$

Les épaisseurs minimales recommandées pour les filtres sont :

- Une première couche de filtre en sable d'épaisseur = 15 cm.
- La deuxième couche est en gravier d'épaisseur = 15 cm.

IV.5.2.3 Clé d'encrage (étanchéité)

La clé d'ancrage (ou tranchée d'étanchéité) est implantée dans la fondation afin de limiter les infiltrations et de renforcer la stabilité de l'ouvrage. Elle joue également un rôle essentiel en

assurant une bonne liaison entre la fondation et le corps de la digue. Réalisée en matériau à faible perméabilité, elle doit traverser les couches superficielles perméables et s'ancrer dans le substratum imperméable. Le fond de la tranchée doit être régulier et stable. Ses dimensions sont conçues pour garantir à la fois l'efficacité hydraulique et la faisabilité des travaux.

- **Largeur en base :** est de 4 m, indispensable pour la circulation des engins et limiter les risques de renard hydraulique.
- **Profondeur d'ancrage :** de l'ordre de 3 m en couche continue et imperméable.
- **Pentes latérales :** de m = 1.

Tableau IV-13 : Dimensionnement de la clé d'encrage.

Largeur en base (m)	Hauteur (m)	Pente des talus
4	3	1

IV.5.2.4 Les bermes

Les bermes constituent un aménagement essentiel pour améliorer la stabilité des talus, limiter les affouillements et faciliter l'accès lors de la construction ou de l'entretien. Généralement réalisées tous les 10 à 15 m de hauteur, elles présentent une largeur de 2 à 4 m (pouvant atteindre 6 m lorsqu'elles servent de voie d'accès) et une pente de l'ordre de 1‰. Elles peuvent également intégrer des rigoles latérales afin de collecter et d'évacuer les eaux de pluie.

- **Talus amont :**

Les bermes disposées sur le parement amont contribuent à l'amélioration de la stabilité des talus. Pour cela nous avons suggéré une berme de 3 m de largeur pour la cote : 71 m NGA.

- **Talus aval :**

Les bermes situées sur le talus aval assurent l'évacuation des eaux de ruissellement et facilitent les opérations de contrôle. Pour cela nous avons suggéré une berme de 3 m de largeur pour la cote : 71 m NGA.

Tableau IV-14 : Disposition et largeur des bermes.

Les bermes	Cote (m NGA)	Largeur (m)
Talus amont	71	3
Talus aval	71	3

IV.5.2.5 Le voile d'injections

L'étanchéité de la fondation du barrage est assurée par la mise en place d'un voile d'injection, réalisé à partir d'une dalle en béton d'environ un mètre d'épaisseur servant de plate-forme d'exécution. Ce dispositif, destiné à limiter les infiltrations d'eau sous la digue, est constitué d'une série de forages alignés sur une seule rangée, espacés de 2 mètres chacun, avec une profondeur moyenne de 30 mètres. En complément, un réseau de forages piézométriques est implanté à l'aval de l'ouvrage et sur les deux rives afin de surveiller en continu les pressions interstitielles et le comportement hydrogéologique des fondations.

IV.6 Etude des infiltrations

Les barrages en terre, en raison de la porosité de leurs matériaux, sont exposés aux infiltrations sous l'effet de la charge amont. L'eau qui s'introduit dans le remblai et le sol de fondation engendre des pressions interstitielles, des gradients de filtration et des débits de fuite. L'analyse de ces paramètres permet de tracer la ligne de saturation ainsi que le débit de fuite afin d'évaluer le comportement hydraulique de l'ouvrage.

IV.6.1 La ligne de saturation

La ligne de saturation, appelée aussi ligne phréatique, correspond à la limite entre la zone humide et la zone sèche dans un barrage en terre. Elle est importante car elle permet d'estimer les fuites et de repérer les zones d'émergence pouvant affecter la stabilité. Kozeny a proposé une méthode simplifiée pour tracer cette ligne, en l'assimilant à une parabole horizontale raccordée à un drain en aval, ce qui facilite son contrôle et renforce la sécurité de l'ouvrage.

L'équation de cette parabole est exprimée par :

$$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0 \quad \text{(IV.17)}$$

Où :

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \quad \text{(IV.18)}$$

Avec :

h : Hauteur du niveau normal de la retenue (m).

d : Distance horizontale entre l'axe qui passe par la limite du tapis et la Verticale qui passe par le point 0.7b (m).

b : La projection horizontale de la partie mouillée du talus amont (m).

L_b : L'emprise du barrage (m).

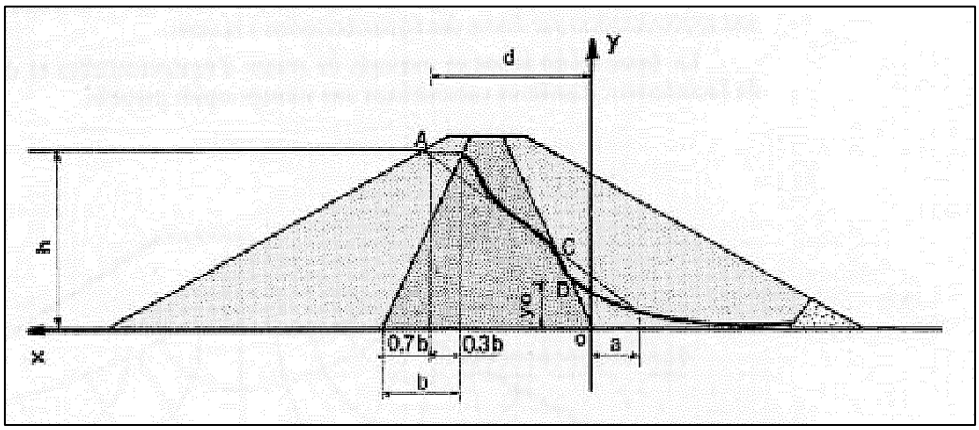


Figure IV-1 : Schéma de calcul de la ligne de saturation.

Au : NNR = H_e = 22.14 m, et : L_b = 109 m.

On a :

b = m_1 . H_e = 7.38 m.

d = L_b – 0.7b = 103.83 m.

Donc :

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d = 2.33 \text{ m.}$$

Les coordonnées de la courbe de saturation sont données par l'équation suivante :

$$y = \sqrt{4.66 \, . \, x + 5.43} \text{……..…….. (IV.19)}$$

A partir de cette équation, on peut déterminer les coordonnées de la parabole qui sont données par le tableau suivant :

Tableau IV-15 : Coordonnées de la parabole de KOZENY.

x	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
y	2.33	5.36	7.21	8.68	9.93	11.04	12.05	12.98	13.85	14.67	15.44
x	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	103.83
y	16.18	16.88	17.56	18.21	18.84	19.45	20.04	20.61	21.17	21.71	22.12

IV.6.2 Débit de fuite par infiltration

- **A travers la digue :**

Nous appliquons la loi de Darcy pour le calcul du débit de fuite à travers le barrage :

$$Q_d = K \cdot I \cdot A \text{……. (IV.20)}$$

Avec :

Q_d : Débit d'infiltration à travers le corps du barrage (m^3/s).

K : Coefficient de perméabilité ($k = 7.13\times10^{-9}$ m/s).

I : Gradient hydraulique (dx /$d\ y$).

A : Section d'infiltration par unité de longueur. (A = y × l).

On peut écrire le débit de fuite spécifique (par unité de largeur) par la formule suivante :

$$q_d = K \cdot \frac{dx}{dy} \cdot y \text{……. (IV.21)}$$

Où :

$$\frac{dx}{dy} \cdot y = y_0 \text{…….. (IV.22)}$$

Donc :

$$q_d = K \cdot y_0 = 7.13\times10^{-9} \times 2.33 = 1.66\times10^{-8}\ m^3/s/ml.$$

- **A travers la fondation :**

Selon la loi de Darcy, le débit d'infiltration à travers la fondation est donné par :

$$Q_f = K \cdot I \cdot A \text{……. (IV.23)}$$

Avec :

Q_d : Débit d'infiltration à travers la fondation (m^3/s).

K : Coefficient de perméabilité ($k = 3.19\times10^{-8}$ m/s).

I : Gradient hydraulique (He /L_b).

A : Section d'infiltration (A = T × l).

T : Profondeur du sol de fondation perméable (T = 4m).

Donc :

$$q_f = 3.19\times10^{-8} \times \frac{22.14}{109} \times 4 = 2.59\times10^{-8}\ m^3/s/ml.$$

- **Débit de fuite total (digue + fondation) :**

Il s'agit de l'ensemble des débits de fuite traversant le corps du barrage ainsi que sa fondation :

$$q_t = q_d + q_f = 1.66\times10^{-8} + 2.59\times10^{-8} = 4.25\times10^{-8}\ m^3/s/ml.$$

Donc :

$$Q_t = q_t \cdot l = 4.25\times10^{-8} \times 162.16 = 6.89\times10^{-6}\ m^3/s.$$

IV.6.2 Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage

- **La digue :**

La résistance d'infiltration du sol du corps de la digue est donnée par :

$$I = \frac{\triangle H}{\delta_n} \leq I_{adm} \text{..... (IV.24)}$$

Avec :

$\triangle H$: Perte de charge dans le corps de la digue (m).

δ_n : Epaisseur moyenne de la digue. (m).

I_{adm} : Gradient hydraulique admissible est donné en fonction de la classe de l'ouvrage et du type de sol de remblai.

Tableau IV-16 : Classification des barrages.

Classe de l'ouvrage	**Sol de fondation**	
	Rocheux	Meuble
I	$H_b > 100$ m	$H_b > 50$ m
II	$50 \leq H_b \leq 100$ m	$25 \leq H_b \leq 50$ m
III	$20 \leq H_b \leq 50$ m	$15 \leq H_b \leq 25$ m
IV	$H_b < 20$ m	$H_b < 15$ m

Tableau IV-17 : Gradient admissible à travers le remblai terreux.

Type de sol	**Classe de l'ouvrage**			
	I	II	III	IV
Argile compacté	1.5	1.5	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.7	0.8	0.9	1
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

D'après les tableaux (IV-16) et (IV-17), notre ouvrage appartient à classe III et ce qui implique un gradient hydraulique admissible qui égale à :

$$I_{adm} = 1.8.$$

Et :

$$\delta_n = (L_b + b_{cr}) / 2 = (109 + 6.8) / 2 = 57.9 \text{ m}.$$

Donc :

$$I = \frac{22.14}{57.9} = 0.38 \leq I_{adm} = 1.8.$$

D'où la résistance à l'infiltration du sol du barrage est assurée.

- **La fondation :**

La vérification de la résistance à l'infiltration est effective uniquement lorsque la condition suivante est vérifiée :

$$I_f < \frac{I_{cr}}{K_S} \text{..... (IV.25)}$$

Avec :

I_f : Gradient d'infiltration dans la fondation du barrage.

I_{cr} : Gradient d'infiltration critique qui est déterminé en fonction du type du sol de la fondation.

K_S : Coefficient de sécurité déterminé en fonction de la classe de barrage.

Tableau IV-18 : Gradient admissible pour les fondations d'un remblai.

Type de sol	**Classe de l'ouvrage**			
	I	II	III	IV
Argile	0.7	0.8	0.9	1.08
Limon	0.35	0.4	0.45	0.54
Sable grossier	0.32	0.35	0.4	0.48
Sable moyen	0.22	0.25	0.28	0.34
Sable fin	0.18	0.2	0.22	0.26

Tableau IV-19 : Détermination de coefficient de sécurité.

Classe du barrage	I	II	III	IV
K_S	1.25	1.2	1.15	1.1

D'après les tableaux (IV-18) et (IV-19), notre ouvrage appartient à classe III et la fondation est en argile ce qui donne :

$$I_{cr} = 0.9 \text{ et, } K_S = 1.15.$$

Et :

$$I_f = \frac{\triangle H}{L + 0.88.T_c} \text{..... (IV.26)}$$

Avec :

$\triangle H$: Charge d'eau (m).

L : Longueur à la base du barrage (m).

T_C : Profondeur de calcul de la zone de filtration de la fondation (m).

$$I_f = \frac{22.14}{109 + 0.88 \times 4} = 0.19.$$

Donc :

$$I_f = 0.19 < \frac{I_{cr}}{K_S} = \frac{0.9}{1.15} = 0.78.$$

Alors, la résistance d'infiltration à travers les fondations est assurée.

IV.7 Etude de stabilité

IV.7.1 Généralité sur la stabilité des talus

Dans le cadre de cette étude, différentes approches ont été examinées pour analyser la stabilité des talus, parmi lesquelles les méthodes de calcul à rupture de Fellenius, Bishop, Janbu, Spencer et Morgenstern-Price. Le logiciel GeoStudio (SLOPE/W) a été utilisé pour appliquer ces méthodes en fonction des conditions géotechniques et hydrauliques du site. La méthode de Morgenstern-Price a été retenue, car elle vérifie simultanément l'équilibre des forces et des moments tout en offrant une distribution souple des forces intertranches.

Les calculs de stabilité ont été menés pour trois situations critiques qui représentent les cas les plus sensibles rencontrés en pratique :

- Fin de construction (retenue vide).
- Fonctionnement normal (retenue pleine).
- Vidange rapide.

L'analyse a également pris en compte les principales causes d'instabilité mécanique pouvant affecter l'ouvrage. Deux formes dominantes peuvent être distinguées :

- Le glissement des talus qui peut se manifester sous différentes formes : glissement circulaire simple, glissement en cascade, ou glissement accompagné de phénomènes de type puits renard.
- L'instabilité des fondations liée à la faiblesse ou à l'hétérogénéité des matériaux en place.

IV.7.2 Conséquences liées à l'instabilité des talus

L'instabilité des talus peut entraîner divers impacts sur la sécurité, la structure et les ouvrages environnants. Permis les principales conséquences, on peut citer :

- Déformation ou endommagement des dispositifs internes de drainage, entraînant une perte d'efficacité.
- Rupture des canalisations de vidange ou de prise d'eau, compromettant le fonctionnement hydraulique.
- Remontée de la ligne de saturation et augmentation du débit de fuite, pouvant menacer la stabilité globale de l'ouvrage.

Afin d'évaluer la stabilité des talus un facteur de sécurité calculer (k) est calculé. Il constitue un indicateur essentiel pour évaluer la résistance d'un talus au glissement dans le cadre de l'analyse de stabilité réalisée avec GeoStudio (SLOPE/W). Ce dernier est défini comme le rapport des moments des efforts stabilisateurs et les moments des efforts de basculement (forces motrices) qui tendent à provoquer le glissement agissant par rapport au centre de glissement du terrain, et qui doit être supérieur ou égal au coefficient admissible (k_{adm}).

Un (K) égal ou supérieur à 1,0 traduit une situation d'équilibre, tandis qu'une valeur plus élevée indique un état stable avec une marge de sécurité accrue.

Tableau IV-20 : Coefficient de stabilité admissible des talus (K_{adm}).

	Coefficient de stabilité admissible des talus des barrages en telle de classe			
Combinaison des charges et des actions	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme)	1.2 ÷ 1.3	1.15 ÷ 1.2	1.1 ÷ 1.15	1.05 ÷ 1.1
Spéciales (avec séisme)	1.05 ÷ 1.1		1.05	

Notre barrage fait partie de la III classe, le coefficient admissible sera donc :

- Sans séisme : K_{adm} = 1,10 - 1,15.
- Avec séisme : K_{adm} = 1,05.

Pour chaque cas de fonctionnement et pour les deux talus, on calcule le coefficient de sécurité sans séisme et avec séisme, puis on les compare aux coefficients de sécurité admissible afin de vérifier la stabilité de nos talus.

IV.7.3 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement

Dans notre étude, nous utilisons GeoStudio 2025.1.1, un logiciel de référence en géotechnique permettant de modéliser divers phénomènes liés aux barrages et aux sols. Il offre une interface flexible pour définir la géométrie, importer des fichiers CAO, combiner plusieurs analyses et visualiser les résultats de manière claire. Grâce à ses modules intégrés, il couvre un large éventail de problématiques :

- SLOPE/W (stabilité des pentes).
- SEEP/W (écoulement souterrain).
- SIGMA/W (contraintes et déformations).
- QUAKE/W (analyse sismique).
- TEMP/W (transferts thermiques).
- CTRAN/W (transfert de solutés).
- AIR/W (flux d’air).

Dans le cadre de notre analyse, une démarche progressive a été adoptée, comprenant la modélisation du barrage, l’intégration des paramètres et la simulation des sollicitations :

1. Création d'un nouveau projet avec le module : SLOPE/W.

2. Définir la géométrie du barrage.

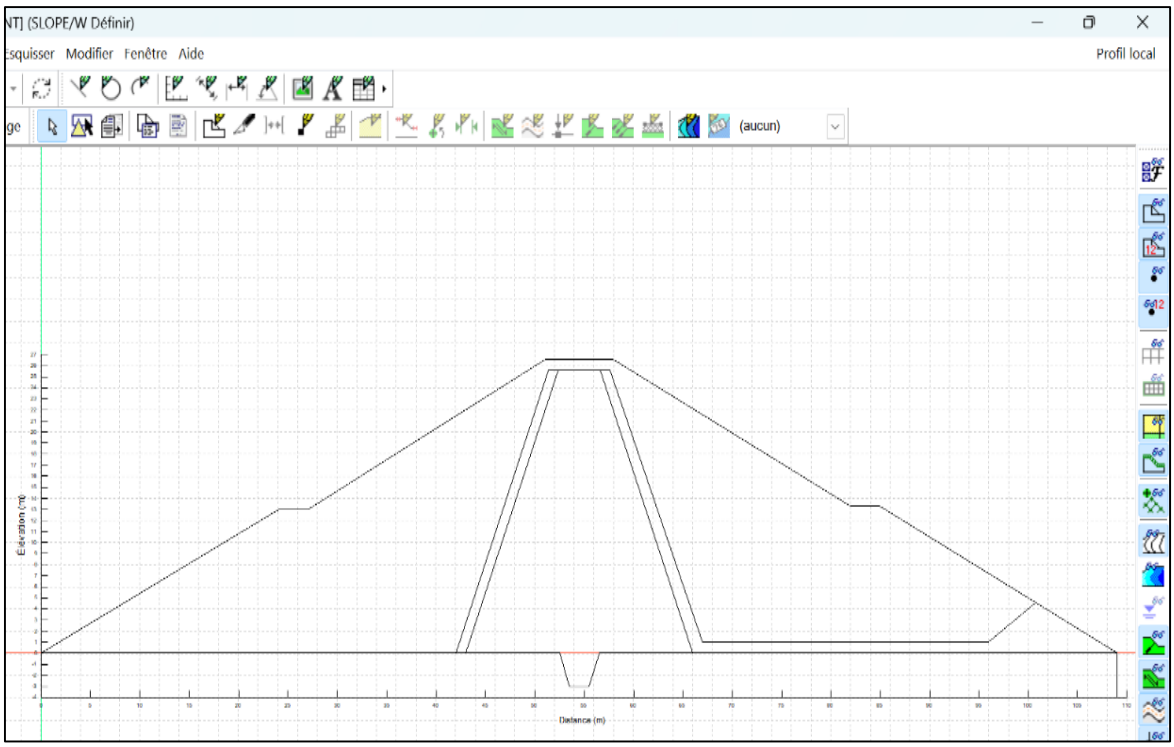


Figure IV-2 : Géométrie du profil de la digue.

3. Attribuer les matériaux : choisir le modèle Mohr-Coulomb et saisir les paramètres géotechniques (cohésion, angle de frottement et poids volumique).

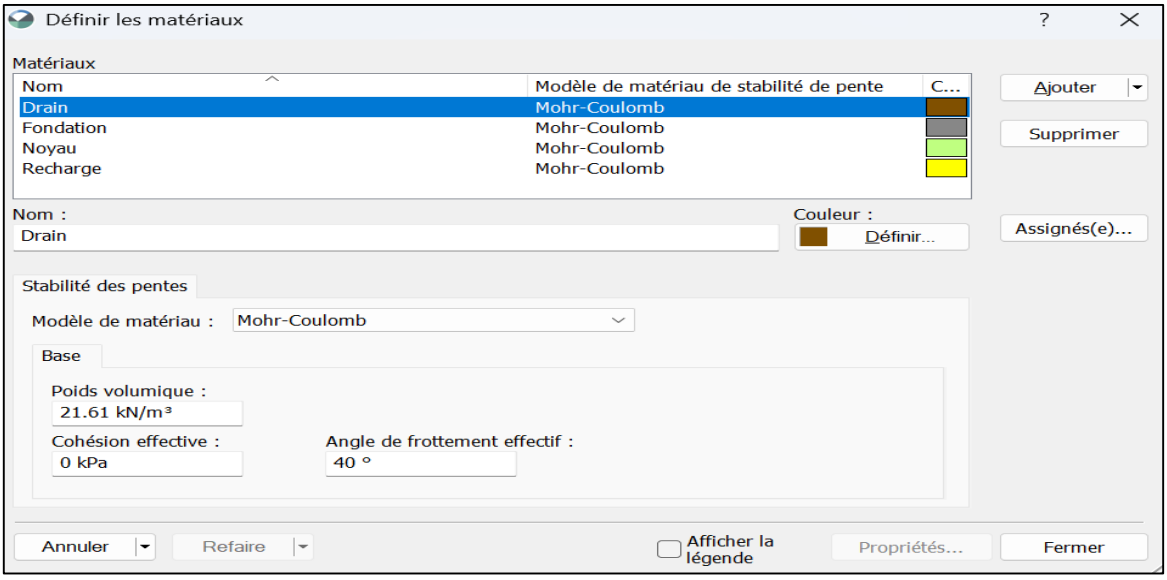


Figure IV-3 : Caractéristiques mécaniques du drain.

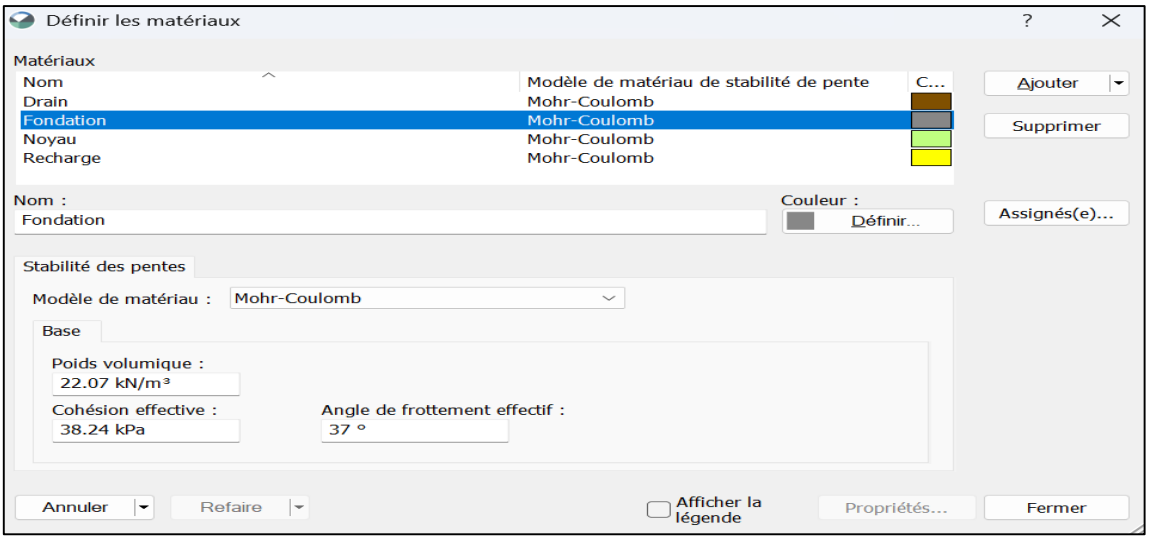


Figure IV-4 : Caractéristiques mécaniques de la fondation.

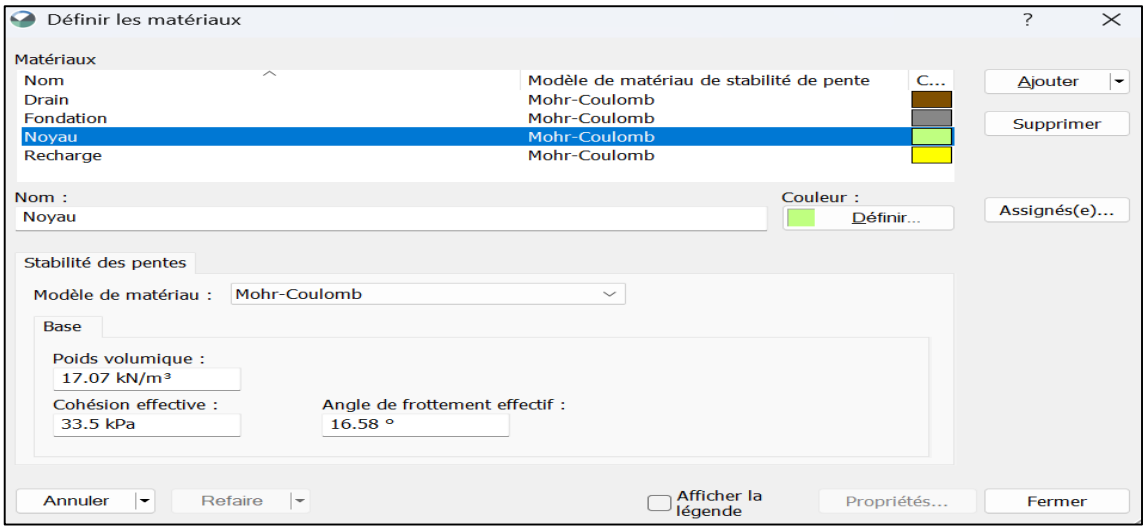


Figure IV-5 : Caractéristiques mécaniques du noyau.

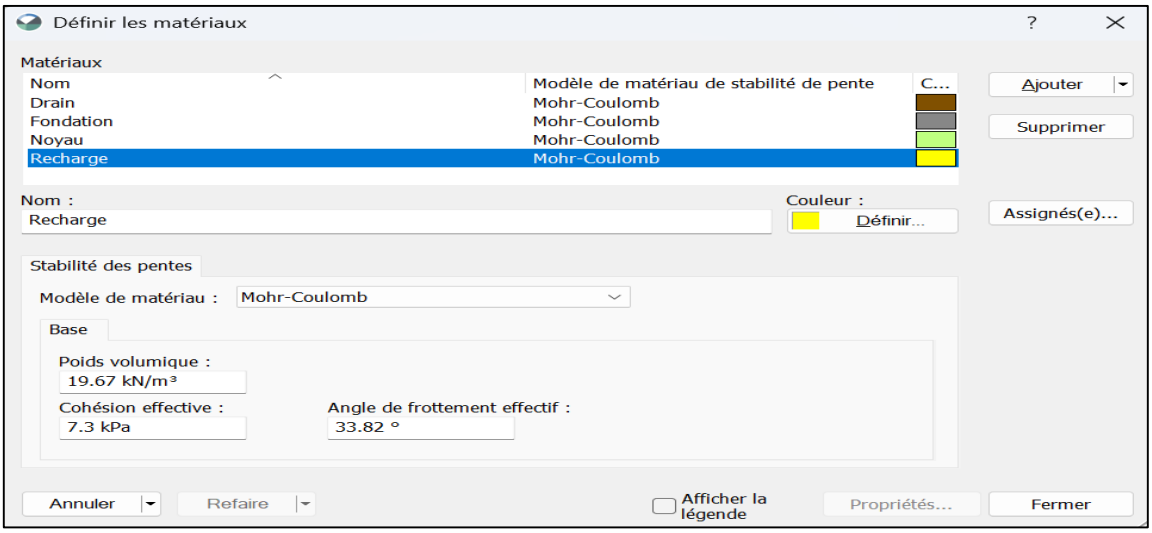


Figure IV-6 : Caractéristiques mécaniques de la recharge.

4. Définir les conditions aux limites : on trace la ligne de saturation.

5. Définir les surfaces de glissement des talus : dessiner l'intervalle des points d'entrée et de sortie de la surface de glissement.

6. Définir le cas sismique correspondant à l'action du séisme : entres les coefficients accélération horizontal (a_H = 0,24 g) et vertical (a_V = 0.22 g).

7. Lancer le calcul : par le démarrage d'analyse.

Les résultats obtenus de simulation permettent de déterminer le facteur de sécurité, de tracer les surfaces de rupture potentielles et d'évaluer la stabilité globale du barrage dans chaque scénario critique (on considère un talus moyen et continu, sans modélisation des bermes).

IV.7.3.1 Fin de construction (retenue vide)

- **Sans séisme :**

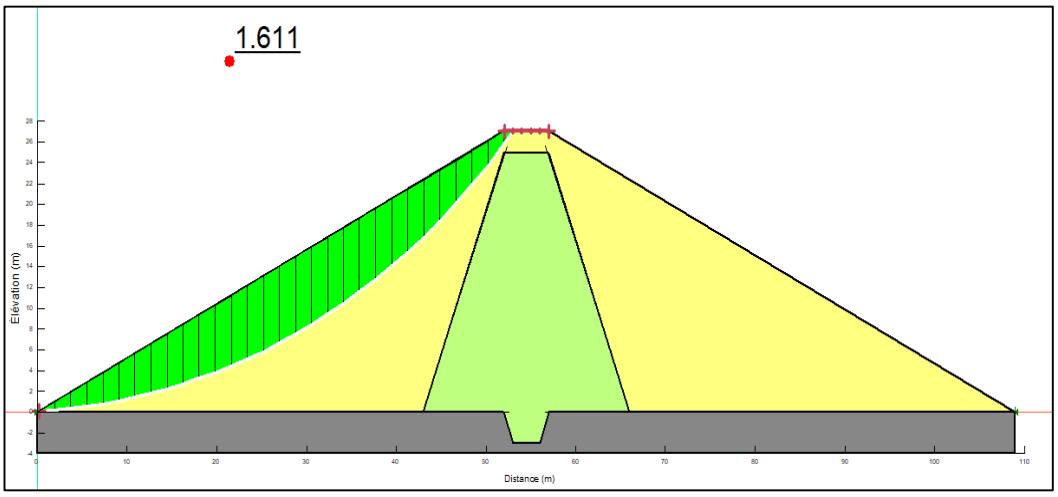


Figure IV-7 : Résultats de la stabilité, cas de fin de construction talus amont (sans séisme).

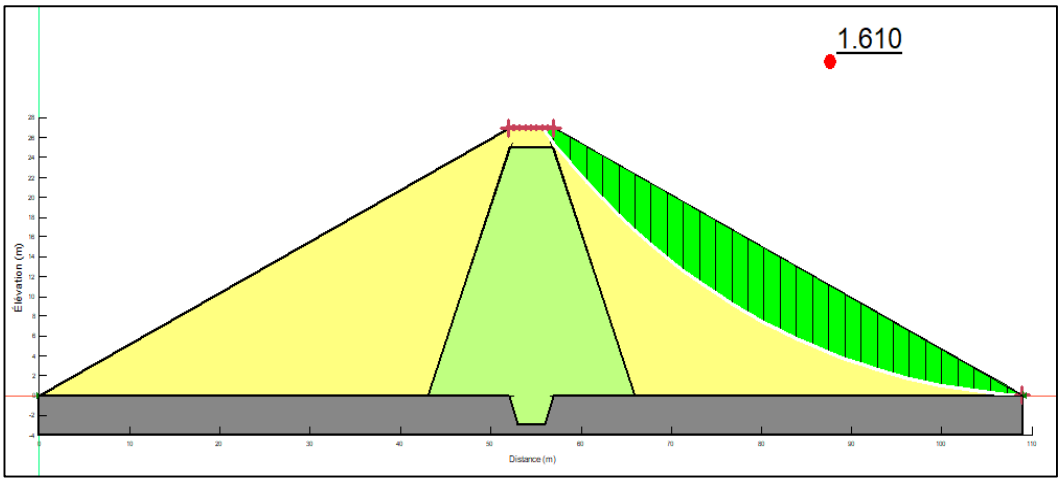


Figure IV-8 : Résultats de la stabilité, cas de fin de construction talus aval (sans séisme).

- **Avec séisme :**

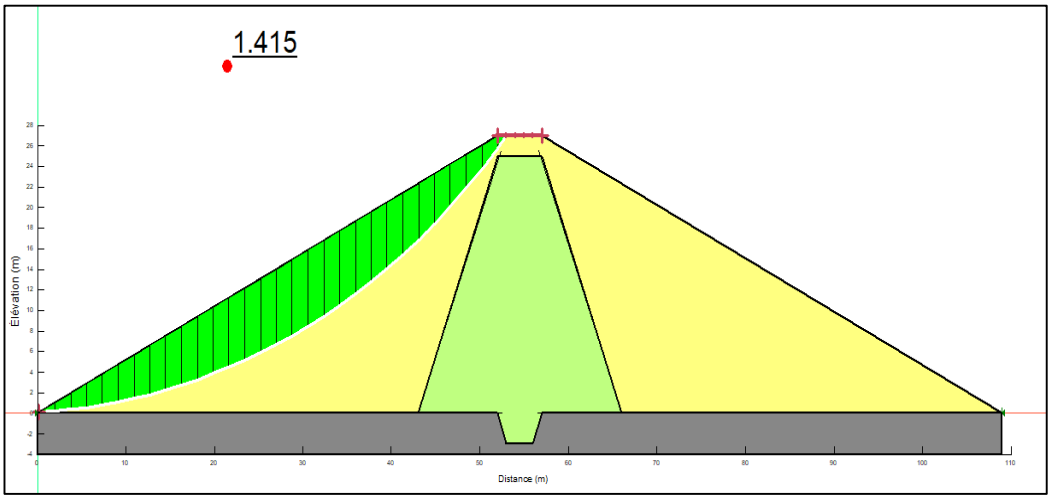


Figure IV-9 : Résultats de la stabilité, cas de fin de construction talus amont (avec séisme).

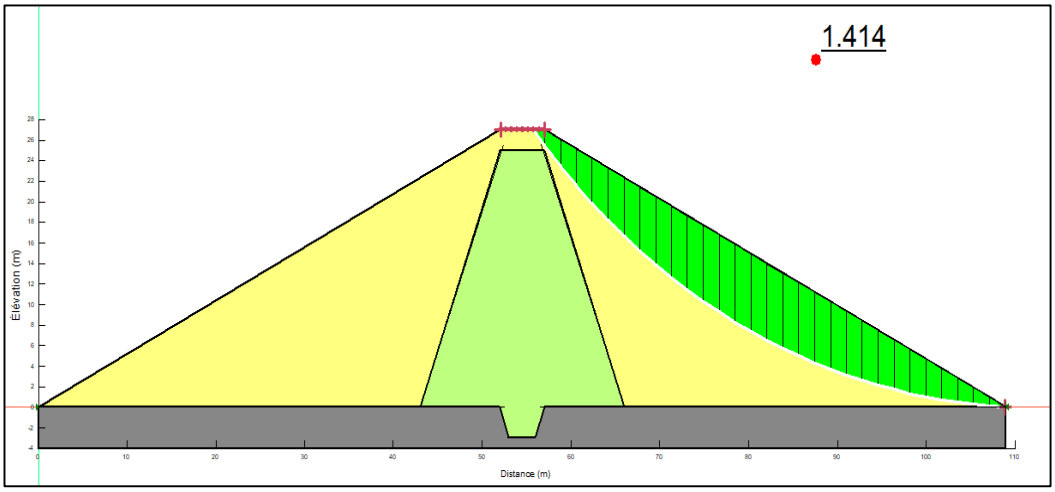


Figure IV-10 : Résultats de la stabilité, cas de fin de construction talus aval (avec séisme).

IV.7.3.2 Fonctionnement normal (retenue pleine)

- **Sans séisme :**

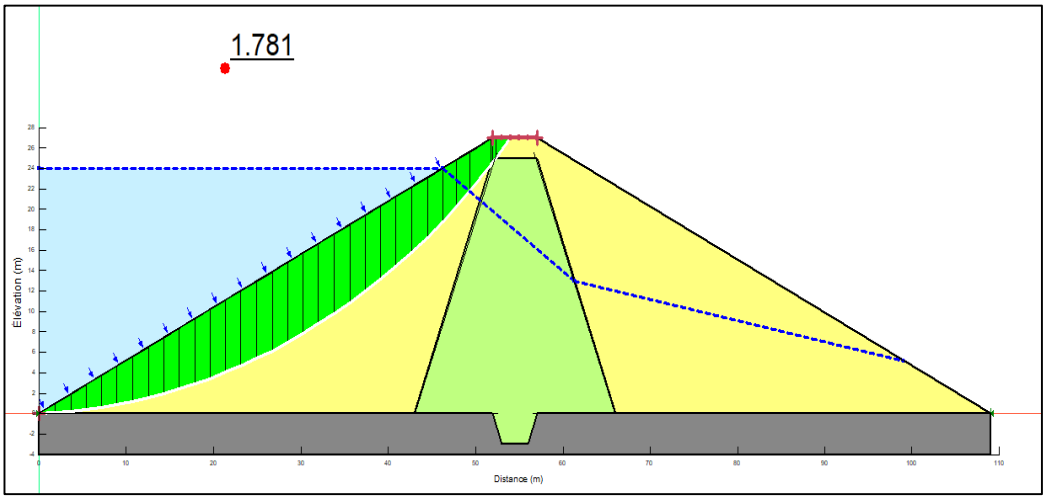


Figure IV-11 : Résultats de la stabilité, cas de fonctionnement normal talus amont (sans séisme).

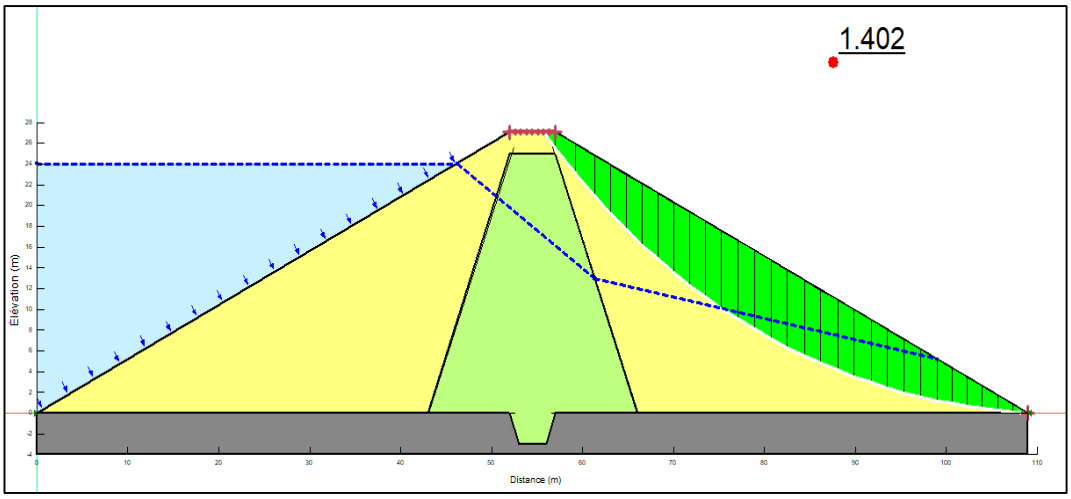


Figure IV-12 : Résultats de la stabilité, cas de fonctionnement normal talus aval (sans séisme).

- **Avec séisme :**

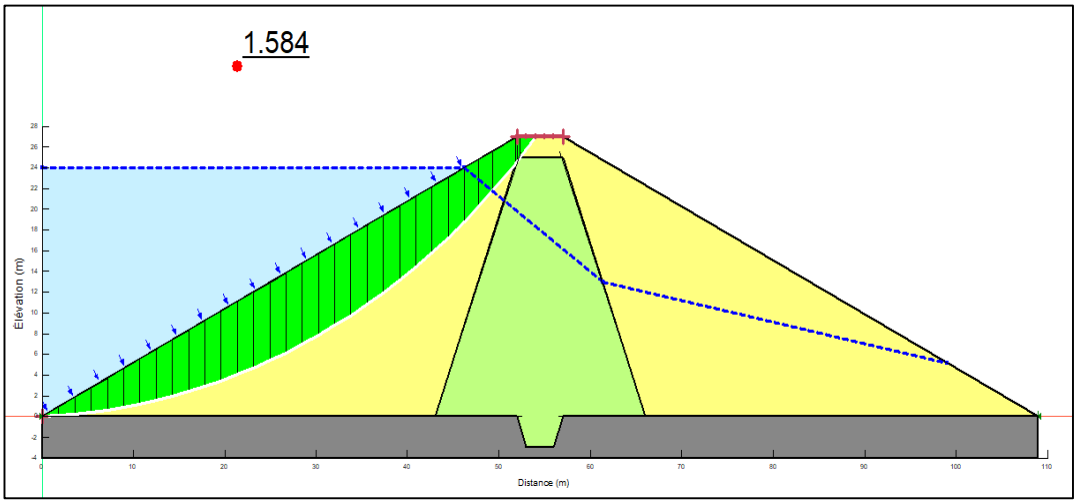


Figure IV-13 : Résultats de la stabilité, cas de fonctionnement normal talus amont (avec séisme).

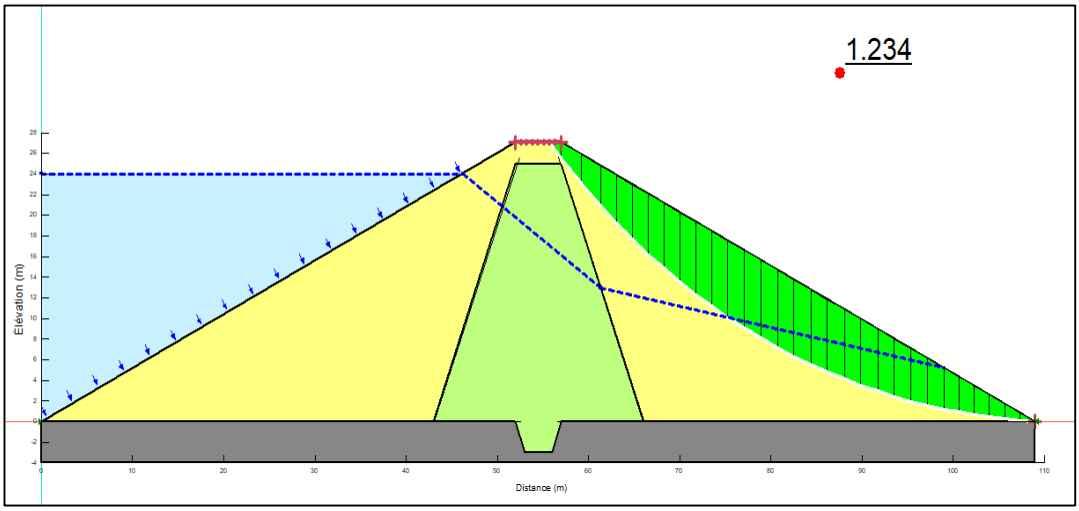


Figure IV-14 : Résultats de la stabilité, cas de fonctionnement normal talus aval (avec séisme).

IV.7.3.3 Vidange rapide

- **Sans séisme :**

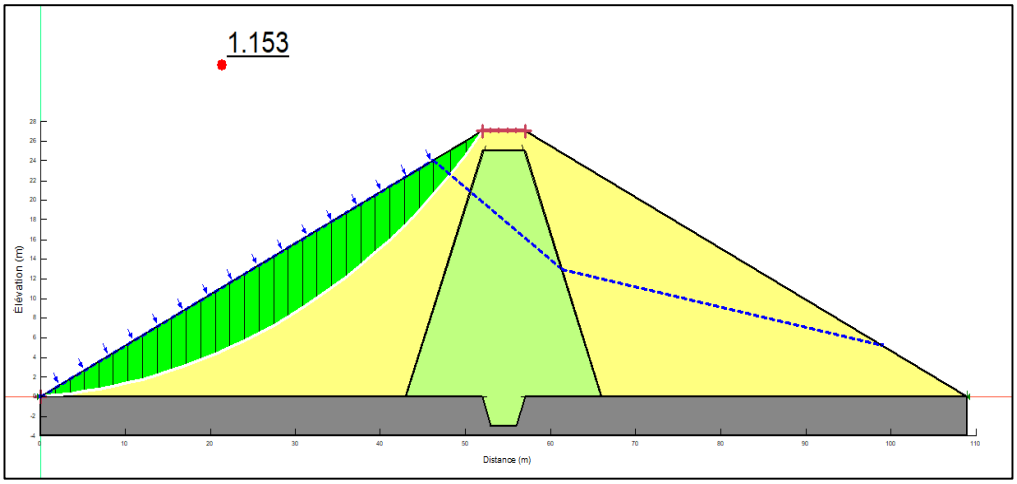


Figure IV-15 : Résultats de la stabilité, cas de vidange rapide talus amont (sans séisme).

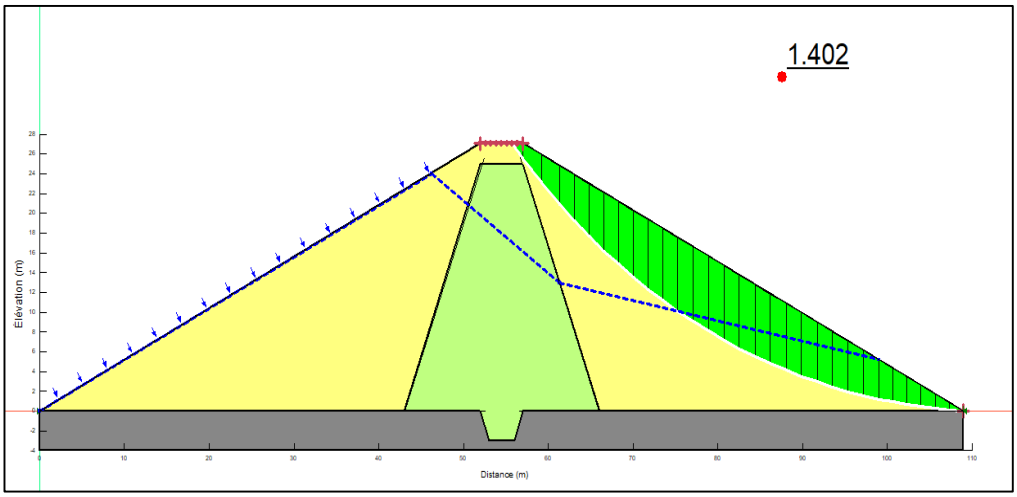


Figure IV-16 : Résultats de la stabilité, cas de vidange rapide talus aval (sans séisme).

- **Avec séisme :**

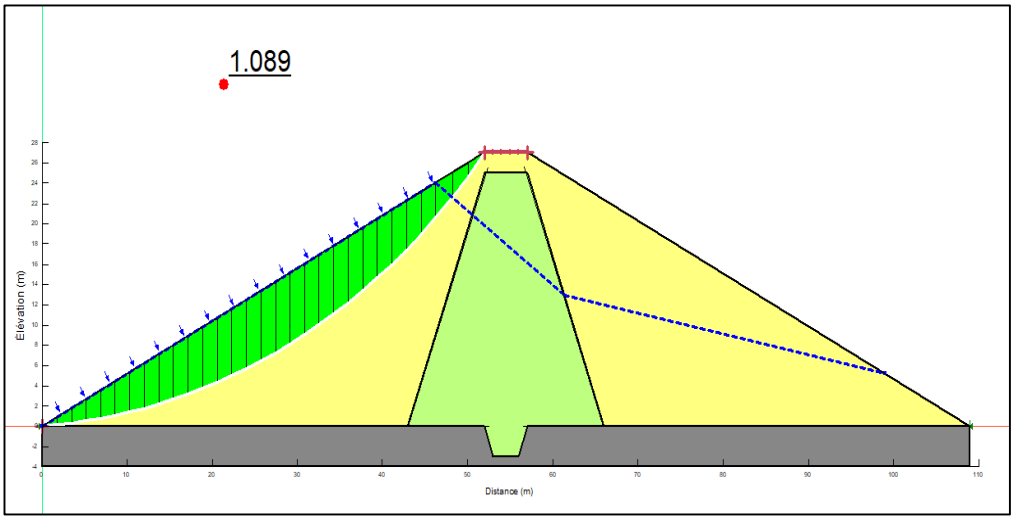


Figure IV-17 : Résultats de la stabilité, cas de vidange rapide talus amont (avec séisme).

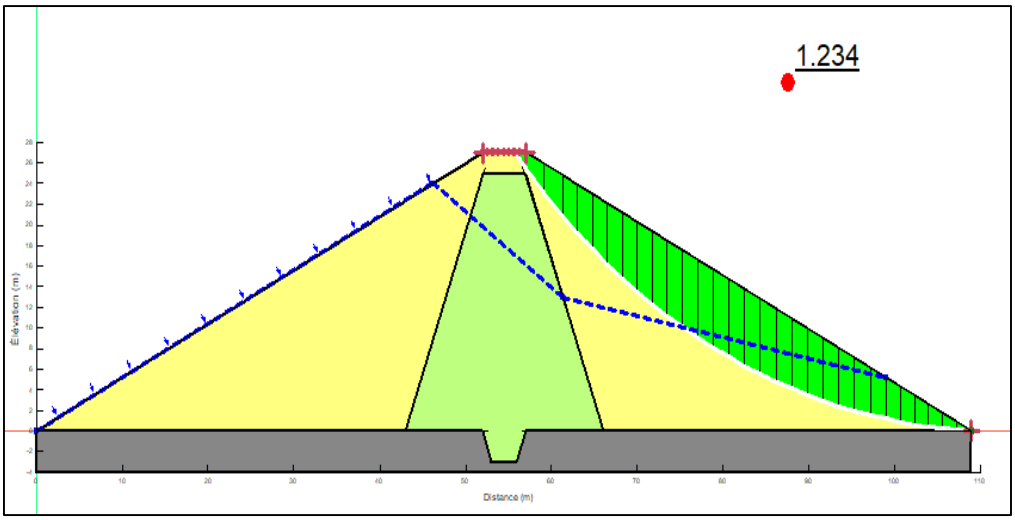


Figure IV-18 : Résultats de la stabilité, cas de vidange rapide talus aval (avec séisme).

Tableau IV-21 : Récapitulatif des résultats de stabilité pour différentes cas de sollicitation.

Cas de sollicitation		Coefficient de sécurité (k)	
		Sans séisme	Avec séisme
Fin de construction	Talus amont	1.611	1.415
	Talus aval	1.610	1.414
Fonctionnement normal	Talus amont	1.781	1.584
	Talus aval	1.402	1.234
Vidange rapide	Talus amont	1.153	1.089
	Talus aval	1.402	1.234

Conclusion :

Les analyses effectuées montrent que, pour l'ensemble des scénarios étudiés, le facteur de sécurité calculé reste supérieur aux valeurs minimales admissibles, aussi bien en conditions statiques qu'en cas de sollicitation sismique. Ces résultats confirment que les pentes des talus présentent une stabilité satisfaisante et que la conception détaillée de la digue répond aux critères de sécurité requis.

CHAPITRE V :

Etude des ouvrages annexes

Introduction

En plus du corps principal, un barrage nécessite la mise en place d'ouvrages annexes dont la conception et le dimensionnement sont essentiels pour garantir la sécurité et l'efficacité de l'ouvrage. Leur implantation tient compte des conditions géologiques, topographiques et techniques propres au site. Dans ce cadre, l'étude porte notamment sur l'évacuateur de crue, l'ouvrage de vidange de fond, de prise d'eau et de la dérivation provisoire, chacun étant analysé et dimensionné de manière à répondre aux exigences du projet et à assurer le bon fonctionnement de la retenue.

V.1 Evacuateur de crue

L'évacuateur de crues est un ouvrage de sécurité hydraulique destiné à évacuer les excédents d'eau lors des crues exceptionnelles. Son rôle est d'éviter le dépassement du niveau maximal admissible de la retenue et de protéger la digue contre tout risque de déversement et des dommages en aval.

V.1.1 Critères de choix du type d'un évacuateur de crue

Le choix du type d'évacuateur de crues dépend d'une combinaison de critères techniques, géologiques, topographiques et économiques. Parmi les éléments essentiels figurent la sécurité et la fiabilité de fonctionnement :

- La sécurité et la fiabilité de fonctionnement.
- L'adaptation aux caractéristiques hydrologiques et géologiques du site.
- Les conditions topographiques disponibles.
- La nature et la sensibilité du barrage à une élévation de la retenue.
- Les difficultés de réalisation et la faisabilité technique.
- Le coût de l'ouvrage par rapport au barrage principal.
- La facilité d'entretien, de suivi et de modification éventuelle.
- La présence éventuelle de corps flottants ou de sédiments transportés par le bassin versant.
- L'utilisation prévue des terrains situés en aval.

V.1.2 Différents types des évacuateurs de crue

Les évacuateurs de crues se divisent en deux catégories :

- L'évacuateur à écoulement libre.
- L'évacuateur en charge.

V.1.2.1 L'évacuateur à écoulement libre

- **Evacuateur de crue latérale à entonnement latéral :**

Ce type d'ouvrage fonctionne par écoulement à surface libre et son adoption dépend essentiellement des conditions topographiques du site. Il présente l'avantage de réduire le volume des excavations tout en offrant une large capacité de déversement. En revanche, son principal inconvénient réside dans le risque de saturation, puisque le débit évacué reste limité par la section d'entrée du coursier.

- **Evacuateur de crue latérale à entonnement frontal :**

Ce type d'ouvrage, à écoulement libre, se distingue par une grande fiabilité de fonctionnement, même en cas de débits supérieurs à la crue de projet, tout en restant relativement simple à mettre en œuvre. Cependant, il présente deux principales limites : un coût généralement élevé et une complexité d'adaptation ou de modification ultérieure.

- **Evacuateur de crue centrale à entonnement frontal :**

Généralement installé au centre du barrage, ce type d'évacuateur fonctionne à surface libre et offre une grande fiabilité, y compris pour des débits supérieurs à ceux de la crue de projet. Il s'adapte particulièrement bien aux barrages poids. Relativement simple à concevoir, il se révèle efficace en matière de sécurité hydraulique. Ses principaux inconvénients résident dans un coût parfois élevé et une difficulté de modification en cas d'adaptation ultérieure de l'ouvrage.

- **Evacuateur de crue labyrinthe :**

Ce type d'ouvrage reprend le principe du déversoir à surface libre mais avec une crête en forme de labyrinthe, ce qui permet d'augmenter considérablement la longueur déversante dans un espace réduit. Il offre l'avantage d'évacuer de grands débits sans nécessiter d'importantes fouilles et convient aux sites où la largeur disponible est limitée. Toutefois, sa réalisation est plus complexe et son entretien peut être contraignant en raison de dépôts ou d'obstacles susceptibles de perturber l'écoulement.

V.1.2.2 L'évacuateur en charge

- **Evacuateur de crues en siphon :**

Il s'agit d'un dispositif à écoulement en charge, installé directement sur le corps du barrage. Ses principaux atouts résident dans son indépendance vis-à-vis des contraintes topographiques et dans la simplicité de son dimensionnement. En revanche, ce type d'ouvrage présente plusieurs limites : un amorçage et un désamorçage parfois délicats, un entretien régulier indispensable, une capacité limitée en débit et le fait d'être implanté sur la digue elle-même.

- **Evacuateur de crues en puits (tulipe) :**

Ce type d'ouvrage, de forme circulaire ou semi-circulaire prolongé par un puits coudé et une galerie, est particulièrement adapté aux grands barrages. Il permet d'évacuer d'importants débits (80 à 6000 m^3/s) et fonctionne efficacement sous fortes charges. Toutefois, il présente certains inconvénients, tels que le risque de saturation et de vibrations, ainsi que la nécessité de protections antivortex et d'un dispositif de dissipation d'énergie en aval, ce qui augmente son coût et ses besoins d'entretien.

V.1.3 Choix de la variante

Après l'analyse des différentes variantes, plusieurs limites ont été constatées. L'évacuateur de crues en tulipe, associé à une galerie sous la digue, présente des risques d'instabilité du remblai en raison des vibrations engendrées lors de son fonctionnement. Il est également sensible aux phénomènes de charriage pouvant entraîner une saturation en cas de crues exceptionnelles, ainsi qu'à l'érosion régressive au pied de la digue. Ces inconvénients rendent cette solution peu adaptée au site.

L'évacuateur de crue latéral à entonnement latéral s'adapte bien aux caractéristiques du site, notamment grâce à la réduction des volumes d'excavation. Toutefois, il demeure vulnérable, car sa fiabilité peut être compromise en cas de crue dont le débit dépasse celui prévu par le projet, en raison d'un risque de saturation.

En revanche, l'évacuateur de crues latéral à entonnement frontal apparaît comme la variante la plus pertinente. Sa conception permet une bonne adaptation à la topographie du site avec des terrassements réduits, une largeur déversante suffisante et une implantation simple. Ce type d'ouvrage se distingue par sa fiabilité, y compris face à des crues exceptionnelles, sa facilité de réalisation et son coût modéré. De plus, étant un dispositif passif, il ne nécessite aucune intervention ou mécanisme particulier, ce qui en renforce la sécurité de fonctionnement.

Ainsi, le choix définitif s'oriente vers un évacuateur latéral à entonnement frontal, implanté en rive droite, répondant à la fois aux critères techniques et économiques.

V.1.4 Dimensionnement de l'évacuateur de crue

Le dispositif d'évacuation des crues comprendra les éléments suivants :

- Canal d'approche.

- Déversoir.

- Chenal découlement.

- Convergent.

- Coursier.

- Bassin de dissipation.

- Murailles bajoyers.

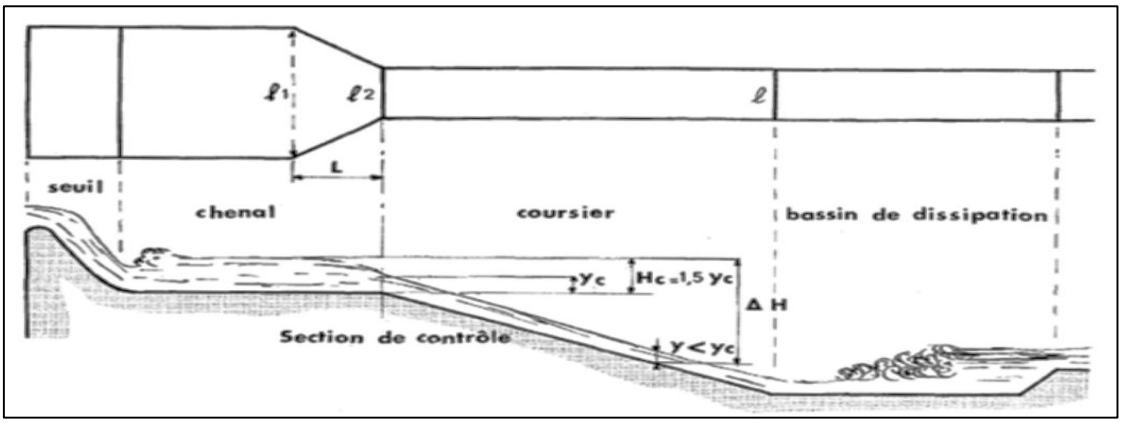


Figure V-1 : Profil en long de l'évacuateur de crue.

V.1.4.1 Canal d'approche

Permet de guider l'écoulement de la crue vers le seuil déversante, il doit conduire l'eau jusqu'au déversoir dans des conditions tranquilles sans turbulence. La vitesse d'écoulement dans le canal d'approche tellement faible (pour que les pertes d'énergie et l'érosion soit minimales quelles sont négligeables).

- **Vitesse d'approche :**

$$V_a = \frac{q}{S_{ca}} = \frac{q}{b \,.\, H} = \frac{q}{b \,.\, (P + H_{dév})} \quad \text{..... (V.1)}$$

Avec :

V_a : Vitesse d'approche (m/s).

q : Débit évacué (m^3/s).

S_{ca} : Section du canal d'approche (m^2).

b : Largeur du canal d'approche (m).

H : Charge hydraulique (m).

P : Hauteur de pelle (P = 5 m).

$H_{dév}$: Hauteur de lame déversante (m).

Donc :

$$V_a = \frac{q}{b\,.\,(P + H_{dév})} = \frac{257.66}{55 \times (5 + 2.36)} = 0.64 \text{ m/s.}$$

Tel que :

$$V_a < V_{adm} = (4.4 \div 10) \text{ m/s.}$$

Alors la vitesse d'approche étant inférieure à la vitesse admissible, la condition est donc vérifiée (pas de risque).

- **Hauteur du mur du canal d'approche :**

$$H_{ca} = P + H_{dév} + R \text{……..} \quad (V.2)$$

Avec :

H_{ca} : Hauteur du mur du canal d'approche (m).

P : Hauteur de pelle (P = 5 m).

$H_{dév}$: Hauteur de lame déversante (m).

R : Revanche (m).

Et :

$$R = 0.6 + 0.05\, V_a\,.\, H_{dév}^{1/3} \text{……} \quad (V.3)$$

$$R = 0.6 + 0.05 \times 0.64 \times 2.36^{1/3} = 0.64 \text{ m.}$$

Donc :

$$H_{ca} = P + H_{dév} + R = 5 + 2.36 + 0.64 = 8 \text{ m.}$$

- **Longueur du canal d'approche :**

La longueur du canal d'approche est déterminée d'après la topographie, elle est égale à :

$$L_{ca} = 50 \text{ m.}$$

V.1.4.2 Déversoir

Le déversoir constitue un ouvrage essentiel dans la régulation des crues. Destiné à évacuer les excédents d'eau et à maintenir le niveau normal de la retenue, il doit être dimensionné de manière à garantir un écoulement efficace tout en protégeant la digue et les zones aval contre les risques d'érosion. Son efficacité dépend étroitement de la forme du profil, du dimensionnement et du réglage, qui doivent permettre un écoulement fluide, contrôlé et sans risque de submersion non maîtrisée.

Dans notre cas, le profil du déversoir a été conçu sur la base du modèle expérimental WES (Waterways Experiment Station), reconnu pour ses performances hydrauliques. Ce modèle, largement adopté à l'échelle internationale, permet d'assurer une évacuation optimale des crues et garantit un fonctionnement hydraulique fiable.

- **Profil aval :**

La formule caractéristique du profil WES est exprimée par :

$$X^n = K \cdot H_d^{n-1} \cdot Y \text{……..} \quad (V.4)$$

Avec :

X, Y : Les coordonnées horizontales et verticales de la surface du déversoir.

H_d : La hauteur dévorante (m).

K, n : Des coefficients dépendant de l'inclinaison de la paroi amont.

Tableau V-1 : Valeurs des paramètres K et n du profil aval WES.

Pente amont	K	n
Verticale	2.000	1.850
3/1	1.936	1.836
3/2	1.939	1.810
3/3	1.873	1.776

Dans le cas d'une paroi amont verticale, les valeurs de ces coefficients sont :

$$K = 2, \text{ et : } n = 1{,}85.$$

La formule spécifique s'exprime comme suit :

$$X^{1.85} = 2 \cdot H_d^{0.85} \cdot Y \quad \text{(V.5)}$$

Donc les coordonnées du profil aval WES sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau V-2 : Les résultats du profil aval par la méthode WES.

X	**Y**
0	0
0.5	-0.07
1	-0.24
1.5	-0.51
2	-0.87
2.5	-1.31
3	-1.84
3.5	-2.45
4	-3.13
4.5	-3.89
5	-4.73
5.5	-5.65
6	-6.63
6.5	-7.69
7	-8.82
7.5	-10.02
8	-11.29
8.5	-12.63
9	-14.04
9.5	-15.52
10	-17.06

- **Profil amont :**

Dans le cas d'un déversoir WES à paroi amont verticale, le tracé du profil amont est défini par l'équation suivante :

$$\frac{X^2}{A^2} + \frac{(B - Y)^2}{B^2} = 1 \text{…….. (V.6)}$$

Avec :

X, Y : Les coordonnée longitudinal et vertical du quadrant amont.

A, B : Les paramètres déterminer à partir de l'abaque pour le profil amont a paroi verticale.

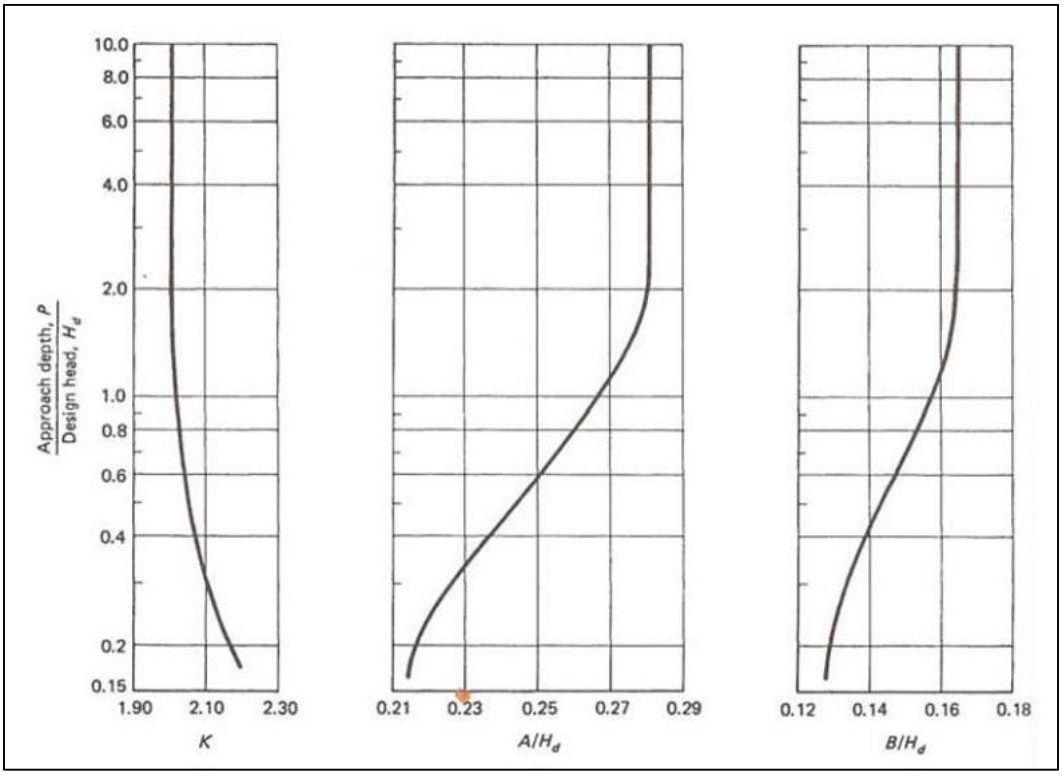


Figure V-2 : Abaque des paramètres A et B pour le profil amont.

Donc :

Tableau V-3 : Récapitulatif des résultats extraits de l'abaque.

P = 5 m.
K = 2.
H_d = 2.5 m.
A = 0.7.
B = 0.41.

La formule spécifique s'exprime comme suit :

$$\frac{X^2}{0.7^2} + \frac{(0.41 - Y)^2}{0.41^2} = 1 \text{..... (V.7)}$$

Donc les coordonnées du profil amont WES sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau V-4 : Les résultats du profil amont par la méthode WES.

X	Y
0	0
-0.05	-0.001
-0.1	-0.0042
-0.15	-0.0095
-0.2	-0.0171
-0.25	-0.027
-0.3	-0.0396
-0.35	-0.0549
-0.4	-0.0735
-0.45	-0.0959
-0.5	-0.1231
-0.55	-0.1564
-0.6	-0.1988

- **Nappe d'eau :**

Concernant le profil de la surface libre du plan d'eau au niveau du déversoir, celui-ci a été établi sur la base du modèle WES. Le tableau suivant donne les coordonnées adimensionnelles définies par $X = x / H_d$ et $Y = y / H_d$. En multipliant ces valeurs par la hauteur H_d, on obtient directement les coordonnées réelles du profil :

Tableau V-5 : Les coordonnées de la nappe d'eau.

H / H_d = 1		**X (m)**	**Y (m)**
X = x / H_d	Y= y / H_d		
-1.0	-0.933	-2.360	2.1086
-0.8	-0.915	-1.888	2.0679
-0.6	-0.893	-1.416	2.0182
-0.4	-0.865	-0.944	1.9549
-0.2	-0.821	-0.472	1.8555
0.0	-0.775	0.000	1.7515
0.2	-0.681	0.472	1.5391
0.4	-0.586	0.944	1.3244
0.6	-0.465	1.416	1.0509
0.8	-0.320	1.888	0.7232
1.0	-0.145	2.360	0.3277
1.2	0.055	2.832	-0.1243
1.4	0.294	3.304	-0.6644
1.6	0.563	3.776	-1.2724
1.8	0.857	4.248	-1.9368

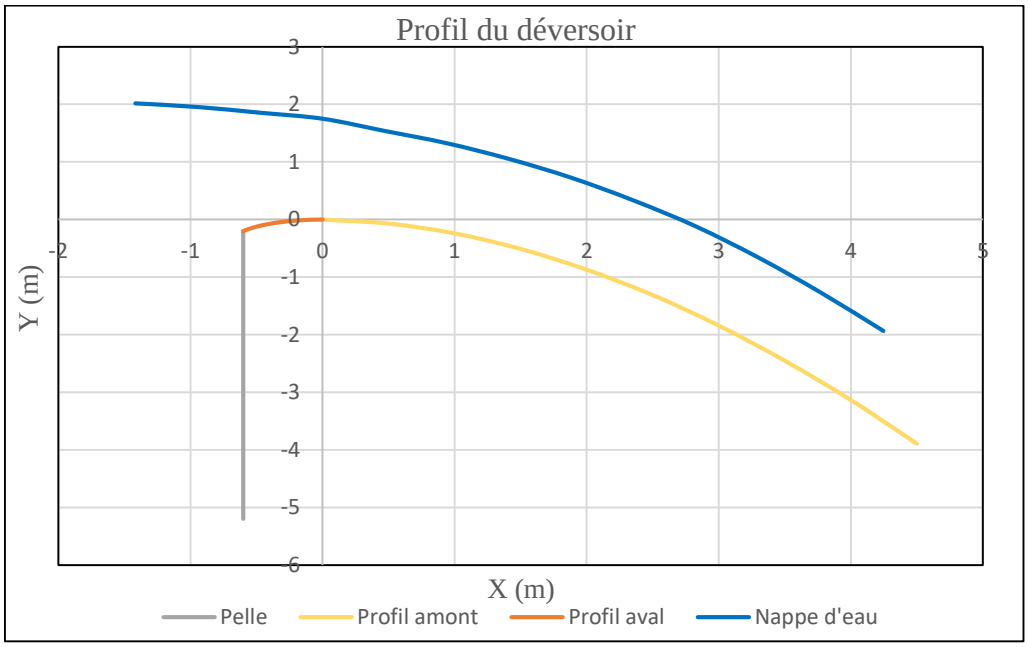


Figure V-3 : Profil du déversoir et de la nappe d'eau.

V.1.4.3 Chenal découlement

Le chenal, situé juste après le déversoir, assure la transition hydraulique entre celui-ci et le coursier. Sa pente, volontairement faible (inférieure à la pente critique), permet de maintenir un écoulement en régime fluvial tout au long du tronçon. Il adopte une section rectangulaire, généralement considérée comme la plus adaptée, et sa longueur est limitée par les conditions topographiques ; dans notre cas, elle est de 10 m avec une pente de 0,1 %. L'écoulement dans ce chenal n'est généralement pas uniforme car ce dernier trop court, il s'établit d'un ressaut hydraulique en aval, garantissant un passage fluide vers le régime torrentiel à son extrémité (début du coursier).

- **La profondeur critique :**

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \text{..... (V.8)}$$

Avec :

h_c : Profondeur critique (m).

q : Débit spécifique q = Q / b ($m^3/s/m$).

b: Largeur du canal (b = 55 m).

g: L'accélération de pesanteur (g = 9,81 m^2/s).

Donc :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{4.68^2}{9.81}} = 1.31 \text{ m.}$$

La profondeur critique peut également être déterminée par d'autre méthode :

$$Fr^2 = 1 = \left(\frac{V}{\sqrt{g \cdot h_c}}\right)^2 \text{..... (V.9)}$$

Avec :

Fr : Nombre de Froude.

V : La vitesse d'écoulement V = Q / S (m/s).

S : La section découlement S = b . h (m^2).

g: L'accélération de pesanteur (g = 9,81 m^2/s).

h_c : Profondeur critique (m).

Donc :

$$1 = \frac{\frac{257.66}{55 \times h_c}}{\sqrt{9.81 \times h_c}}$$

Par approximation on trouve :

$$h_c = 1.3 \text{ m.}$$

- **La pente critique :**

D'après la formule de Manning-Strickler, on trouve :

$$i_c = \left(\frac{Q \,.\, n \,.\, P^{2/3}}{S^{5/3}}\right)^2 \text{..... (V.10)}$$

Avec :

i_c : Pente critique.

P : Périmètre mouillée $P = b + 2\, h_c$ (m).

S : Section mouillée donnée $S = b \,.\, h_c$ (m^2).

n : Coefficient de Manning (n = 0.014 béton).

Donc :

$$i_c = \left(\frac{Q \,.\, n \,.\, P^{2/3}}{S^{5/3}}\right)^2 = \left(\frac{257.66 \times 0.014 \times (55 + 2 \times 1.31)^{2/3}}{(55 \times 1.31)^{5/3}}\right)^2 = 1.9 \times 10^{-3} \text{ (m/m)} = 0.19 \text{ \%.}$$

Alors la pente critique étant supérieure à la pente du chenal découlement, la condition est donc vérifiée.

$$(i = 0.1 \text{ \%} < i_c = 0.19 \text{ \%}).$$

- **La profondeur normale :**

Selon la formule de Manning-Strickler :

$$Q = \frac{1}{n} \,.\, i^{1/2} \,.\, \frac{(b \,.\, h_n)^{5/3}}{(b + 2 \,.\, h_n)^{2/3}} \text{..... (V.11)}$$

Avec :

Q : Débit évacué (m^3/s).

n : Coefficient de Manning (n = 0.014 béton).

i : Pente du chenal (i = 0.1 % = 0.001 m/m).

b : Largeur du chenal découlement (b = 55 m).

h_n :Profondeur normale (m).

Par approximation on trouve :

$$h_n = 1.58 \text{ m.}$$

Alors la profondeur normale étant supérieure à la profondeur critique du chenal découlement, donc le régime d'écoulement au niveau du chenal est fluvial.

$$(h_n = 1.58 \text{ m} > h_c = 1.31 \text{ m}).$$

- **Hauteur du mur bajoyer :**

$$H_m = NPHE - NNR + R \text{……..} \quad (V.12)$$

Avec :

H_m = Hauteur du mur bajoyer (m).

NPHE : Niveau des plus hautes d'eau (m).

NNR : Niveau normal de la retenue (m)

R : La revanche (m).

Donc :

$$H_m = 82.5 - 80.14 + 1.3 = 3.66 \text{ m.}$$

V.1.4.4 Convergent

Le convergent est un ouvrage intermédiaire situé entre le chenal d'écoulement et le coursier. Sa largeur diminue progressivement, en partant de celle du chenal pour atteindre celle du coursier. Cette réduction graduelle de section a pour fonction de canaliser et d'orienter le flux d'eau tout en augmentant sa vitesse. Il assure ainsi une transition hydraulique progressive entre l'écoulement fluvial en sortie du chenal et l'écoulement torrentiel à l'entrée du coursier, garantissant une conduite efficace et sécurisée des eaux vers l'aval.

- **Calcul de l'angle :**

$$\text{Tan } (Ø) = \frac{1}{3 \,.\, Fa} \text{……..} \quad (V.13)$$

Ø : L'angle de convergent en degrés.

Fa : Froude moyenne.

Avec :

$$Fa = \frac{V_{moy}}{\sqrt{g \cdot h_{moy}}} \text{..... (V.14)}$$

V_{moy} : Vitesse moyenne (m/s).

H_{moy} : Hauteur moyenne (m).

Et :

$$h_{moy} = \frac{h_c + h_n}{2} \text{..... (V.15)}$$

h_c : Hauteur critique (m).

h_n : Hauteur normale (m).

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \text{ ..... (V.16)}$$

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{4.68^2}{9.81}} = 1.31 \text{ m.}$$

Donc :

$$h_{moy} = \frac{h_c + h_n}{2} = \frac{1.31 + 1.58}{2} = 1.45 \text{ m.}$$

Et :

$$V_{moy} = C_{moy} \cdot \sqrt{R_{moy} \cdot i_{moy}} \text{..... (V.17)}$$

Avec :

$$R_{moy} = \frac{S_{moy}}{P_{moy}} = \frac{b \cdot h_{moy}}{b + 2 \cdot h_{moy}} \text{ ..... (V.18)}$$

$$R_{moy} = \frac{55 \times 1.45}{55 + 2 \times 1.45} = 1.38 \text{ m.}$$

Et :

$$C_{moy} = \frac{1}{n} \cdot R_{moy}^{1/6} \text{ ..... (V.19)}$$

$$C_{moy} = \frac{1}{0.014} \times 1.38^{1/6} = 75.37.$$

Et :

$$i_{moy} = \frac{Q^2}{C_{moy}^2 . S_{moy}^2 . R_{moy}} \text{ …….. (V.20)}$$

$$i_{moy} = \frac{257.66^2}{75.37^2 \times 79.75^2 \times 1.38} = 1.33 \times 10^{-3} \text{ (m/m)} = 0.133 \text{ %.}$$

Donc :

$$V_{moy} = C_{moy} . \sqrt{R_{moy} . i_{moy}} = 75.37 \times \sqrt{1.38 \times 1.33 \times 10^{-3}} = 3.23 \text{ m/s.}$$

Alors :

$$Fa = \frac{V_{moy}}{\sqrt{g . h_{moy}}} = \frac{3.23}{\sqrt{9.81 \times 1.45}} = 0.86.$$

Et :

$$Ø = Tan^{-1} (\frac{1}{3 . Fa}) = Tan^{-1} (\frac{1}{3 \times 0.86}) = 21.19 °.$$

- **Calcul de la largeur à la sortie du convergent :**

$$Ø = Tan^{-1} (\frac{1}{2 . Fr_1} (\frac{b_1}{b_2} – 1)) \text{ …….. (V.21)}$$

Avec :

$$Fr_1 = \frac{V}{\sqrt{g . h_1}} = \frac{Q/S}{\sqrt{g . h_1}} \text{ …….. (V.22)}$$

$$Fr_1 = \frac{257.66/55 \times 1.58}{\sqrt{9.81 \times 1.58}} = 0.75.$$

Alors :

$$21.99 = Tan^{-1} (\frac{1}{2 \times 0.75} (\frac{55}{b_2} – 1)) \quad \rightarrow \quad b_2 = 34.25 \text{ m.}$$

Et :

$$\frac{Fr_2}{Fr_1} = \frac{1}{2} (1 + \frac{b_2}{b_1}) \text{ …….. (V.23)}$$

Donc :

$$Fr_2 = \frac{0.75}{2} (1 + \frac{34.25}{55}) = 0.61.$$

- **Calcul de la longueur du convergent :**

$$\text{Tan } (Ø) = \frac{(b_1 - b_2)/2}{L} \text{..... (V.24)}$$

Avec :

Ø : L'angle de convergent en degrés.

b_1, b_2 : Les largeurs au début et à la fin du convergent respectivement(m).

L : Longueur du convergent (m).

Donc :

$$L = \frac{(b_1 - b_2)/2}{\text{Tan } (Ø)} = \frac{(55 - 34.25/2}{\text{Tan } (21.19)} = 26.76 \text{ m.}$$

V.1.4.5 Coursier

Le coursier est une rampe en béton armé située juste après le convergent, conçue pour évacuer l'eau vers l'aval du barrage. En s'écoulant sur le coursier, l'eau accélère sous l'action de la gravité, assure la conversion de l'énergie potentielle en énergie cinétique. La configuration du coursier dépend essentiellement du type de barrage et de la topographie du site. Il se présente généralement sous la forme d'un canal rectiligne ou légèrement incurvé, à section rectangulaire et à ciel ouvert. Ce dispositif est conçu pour résister à des vitesses d'écoulement très élevées et pour canaliser efficacement des flux torrentiels jusqu'au point de restitution.

- **La profondeur critique :**

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2 \times g}} \text{..... (V.25)}$$

Avec :

h_c : Profondeur critique (m).

Q : Débit à évacuer (m^3/s).

b: Largeur du coursier (b = 34.25 m).

g: L'accélération de pesanteur (g = 9,81 m^2/s).

Donc :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2 \times g}} = \sqrt[3]{\frac{257.66^2}{34.25^2 \times 9.81}} = 1.79 \text{ m.}$$

- **La profondeur normale :**

Selon la formule de Manning-Strickler :

$$Q = \frac{1}{n} \cdot i^{1/2} \cdot \frac{(b \cdot h_n)^{5/3}}{(b + 2 \cdot h_n)^{2/3}} \quad \text{..... (V.26)}$$

Avec :

Q : Débit évacué (m^3/s).

n : Coefficient de Manning (n = 0.014 béton).

i : La pente du coursier (i = 0.55 % = 0.0055 m/m).

b: Largeur du coursier (b = 34.25 m).

h_n = La profondeur normale (m).

Par approximation on trouve :

$$h_n = 1.27 \text{ m.}$$

Tableau V-6 : Paramètres de calcul à l'entrée du coursier.

La profondeur critique : H_c = 1.79 m.
La profondeur normale : H_n = 1.27 m.
Longueur du coursier : L = 127.5 m.
Largeur du coursier : b = 34.25 m.
Pente du coursier : i = 0.0055 m/m.
Coefficient de rugosité de Manning : n =0.014.

- **La ligne d'eau dans le coursier :**

Le profil de la surface libre dans un coursier peut être établi grâce à la méthode d'intégration indirecte, Cette méthode consiste à calculer la variation de la hauteur d'eau le long du coursier en intégrant une équation différentielle qui traduit l'évolution de la profondeur en fonction de la distance parcourue. Elle s'exprime par la relation suivante :

$$\frac{\triangle y}{\triangle x} = \frac{(S_0 - S_f)}{(1 - Fr^2)} \quad \text{..... (V.27)}$$

Avec :

S_0 : Pente du fond du coursier.

S_f : Pente de la ligne d'eau.

Fr : Nombre de Froude.

En tenant compte de l'hypothèse que la pente de la ligne d'énergie $S\,f$ peut être calculée pour chaque profondeur en utilisant d'équation de Manning, l'équation devient en différence finies:

$$\frac{\triangle y}{\triangle x} = \frac{S_0 - ((n^2 Q^2)/(A^2 R^{4/3}))}{1 - ((Q^2.\ B)/(g.\ A^2))} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(V.28)}$$

On donne des valeurs arbitraires à y_i et on calcul la distance $\triangle x$ correspondante aux profondeurs y_i et on calcule la profondeur moyenne :

$$y_{moy} = \frac{y_i + y_{i+1}}{2} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(V.29)}$$

Cette valeur permet de calculer la section mouillée moyenne et le rayon hydraulique moyen, on calcul $\triangle x$ à chaque valeur de y_i utilisant y_{moy}, et on l'ajoute à $\triangle x$ cumulés jusqu'à cette étape si la somme est supérieure à la longueur L, et on continue avec une valeur de y_i.

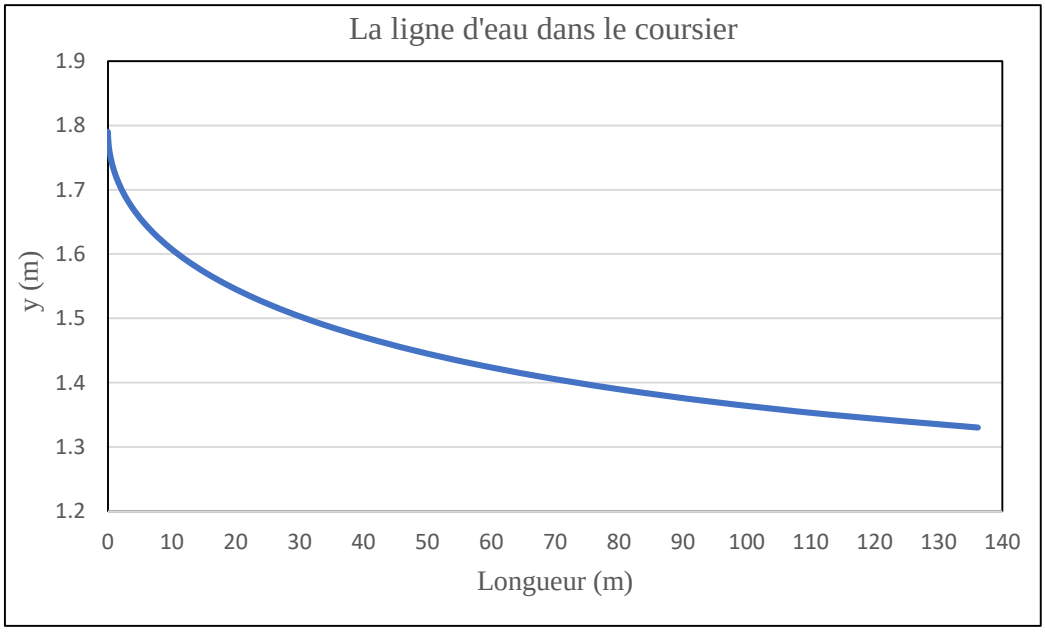


Figure V-4 : La ligne d'eau dans le coursier.

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V-7 : Calcul de la ligne d'eau dans le coursier.

y	y_{moy}	S_{moy}	P_{moy}	R_{moy}	Fr^2	$1 - Fr^2$	S_f	$S_0 - S_f$	$\triangle X$	L
1.79										0.000
1.77	1.78	60.965	35.810	1.702	1.023	-0.023	0.002	0.004	-0.121	0.121
1.75	1.76	60.280	35.770	1.685	1.058	-0.058	0.002	0.004	-0.313	0.435
1.73	1.74	59.595	35.730	1.668	1.095	-0.095	0.002	0.004	-0.521	0.956
1.71	1.72	58.910	35.690	1.651	1.134	-0.134	0.002	0.004	-0.748	1.704
1.69	1.70	58.225	35.650	1.633	1.174	-0.174	0.002	0.004	-0.994	2.698
1.67	1.68	57.540	35.610	1.616	1.217	-0.217	0.002	0.003	-1.264	3.963
1.65	1.66	56.855	35.570	1.598	1.261	-0.261	0.002	0.003	-1.561	5.524
1.63	1.64	56.170	35.530	1.581	1.308	-0.308	0.002	0.003	-1.889	7.412
1.61	1.62	55.485	35.490	1.563	1.357	-0.357	0.002	0.003	-2.252	9.664
1.59	1.60	54.800	35.450	1.546	1.408	-0.408	0.002	0.003	-2.656	12.320
1.57	1.58	54.115	35.410	1.528	1.463	-0.463	0.003	0.003	-3.109	15.429
1.55	1.56	53.430	35.370	1.511	1.520	-0.520	0.003	0.003	-3.621	19.050
1.53	1.54	52.745	35.330	1.493	1.580	-0.580	0.003	0.003	-4.202	23.251
1.51	1.52	52.060	35.290	1.475	1.643	-0.643	0.003	0.003	-4.867	28.119
1.49	1.50	51.375	35.250	1.457	1.709	-0.709	0.003	0.003	-5.638	33.756
1.47	1.48	50.690	35.210	1.440	1.780	-0.780	0.003	0.002	-6.538	40.294
1.45	1.46	50.005	35.170	1.422	1.854	-0.854	0.003	0.002	-7.605	47.900
1.43	1.44	49.320	35.130	1.404	1.932	-0.932	0.003	0.002	-8.889	56.788
1.41	1.42	48.635	35.090	1.386	2.015	-1.015	0.004	0.002	-10.461	67.250
1.39	1.40	47.950	35.050	1.368	2.102	-1.102	0.004	0.002	-12.432	79.682
1.37	1.38	47.265	35.010	1.350	2.195	-1.195	0.004	0.002	-14.974	94.656
1.35	1.36	46.580	34.970	1.332	2.293	-1.293	0.004	0.001	-18.374	113.030
1.33	1.34	45.895	34.930	1.314	2.398	-1.398	0.004	0.001	-23.154	136.184

- **Hauteur des murs bajoyers :**

$$H_m = H_e + R \text{…….. (V.30)}$$

Avec :

H_m : Hauteur du mur bajoyer (m).

H_e : Hauteur de l'eau (m).

R : Revanche (m).

Et :

$$R = 0.6 + 0.05\ V\ .\ H_e^{1/3} \text{…….. (V.31)}$$

Avec :

V : La vitesse dans le coursier (m/s).

Les hauteurs des murs bajoyers dans le coursier sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau V-8 : Hauteur des murs bajoyers dans le coursier.

L (m)	H_e (m)	V (m/s)	R (m)	H_m (m)
0.00	1.79	4.20	0.86	2.65
0.12	1.77	4.25	0.86	2.63
0.43	1.75	4.30	0.86	2.61
0.96	1.73	4.35	0.86	2.59
1.70	1.71	4.40	0.86	2.57
2.70	1.69	4.45	0.87	2.56
3.96	1.67	4.50	0.87	2.54
5.52	1.65	4.56	0.87	2.52
7.41	1.63	4.62	0.87	2.50
9.66	1.61	4.67	0.87	2.48
12.32	1.59	4.73	0.88	2.47
15.43	1.57	4.79	0.88	2.45
19.05	1.55	4.85	0.88	2.43
23.25	1.53	4.92	0.88	2.41
28.12	1.51	4.98	0.89	2.40
33.76	1.49	5.05	0.89	2.38
40.29	1.47	5.12	0.89	2.36
47.90	1.45	5.19	0.89	2.34
56.79	1.43	5.26	0.90	2.33
67.25	1.41	5.34	0.90	2.31
79.68	1.39	5.41	0.90	2.29
94.66	1.37	5.49	0.90	2.27
113.03	1.35	5.57	0.91	2.26
127.50	1.34	5.61	0.91	2.25

- **Rugosité artificielle :**

Afin de limiter l'énergie excédentaire à l'aval du coursier, une solution alternative consiste à introduire une rugosité artificielle. Cette méthode repose sur l'ajout d'éléments dissipateurs dans le lit du coursier, permettant de réduire la vitesse de l'écoulement et d'atténuer son énergie avant d'atteindre l'ouvrage aval.

Le calcul repose sur le choix d'une rugosité de type mono-zigzag :

$$1000\ K = 85.8 - 3.9\ K_1 - 0.8\ K_2 \quad \text{(V.32)}$$

Et :

$$8 \leq K_1 \leq 35$$

$$1 \leq K_2 \leq 6$$

Selon l'équation de continuité :

$$S = Q / V \quad \text{(V.33)}$$

Avec :

Q : Débit à évacuer (m^3/s).

V : Vitesse admissible dans le béton (m/s).

Donc :

$$S = Q / V = 257.66 / 1.3 = 198.2\ m^2.$$

Et :

$$S = b \cdot h \rightarrow h = S / b \quad \text{(V.34)}$$

$$h = 198.2 / 34.25 = 5.79\ m.$$

$$R = \frac{S}{P} \quad \text{(V.35)}$$

$$R = \frac{34.25 \times 5.79}{34.25 + 2 \times 5.79} = 4.33\ m.$$

Avec :

h : Hauteur d'eau (m).

h_1 : Hauteur de la marche (m).

h' : Hauteur d'eau au-dessus la marche (m).

L : Distance entre deux marches (m).

Alors :

$$K = \sqrt{\frac{R.i}{V}} \text{ …….. (V.36)}$$

$$K = \sqrt{\frac{4.33 \times 0.0055}{1.3}} = 0.135.$$

$$K_2 = \frac{b}{h'} = \frac{b}{h} \text{ …….. (V.37)}$$

$K_2 = \frac{34.25}{5.79} = 5.91.$ (h' = h, on suppose h_1 négligeable).

$(1 \leq K_2 = 5.91 \leq 6)$: Condition vérifiée.

$$K_1 = \frac{85.8 - 0.8K_2 - 1000\,K}{3.9} = \frac{85.8 - 0.8 \times 5.91 - 1000 \times 0.135}{3.9} = 13.82.$$

$(8 \leq K_1 = 13.82 \leq 35)$: Condition vérifiée.

Et :

$$K_1 = \frac{h'}{h_1} \rightarrow h_1 = \frac{h'}{K_1} = \frac{h}{K_1} \text{ …….. (V.38)}$$

$$h_1 = \frac{5.79}{13.82} = 0.42 \text{ m.}$$

Et :

$$L = 8 \,.\, h_1 \text{ …….. (V.39)}$$

$$L = 8 \times 0.42 = 3.36 \text{ m.}$$

V.1.4.6 Bassin de dissipation

Le bassin de dissipation constitue un élément fondamental de sécurité hydraulique, destiné à réduire l'énergie de l'eau déversée avant sa restitution au lit naturel. Situé en aval du coursier, il permet de transformer un écoulement torrentiel à grande vitesse en un écoulement plus lent et stable, principalement par la formation d'un ressaut hydraulique contrôlé**.** Sa géométrie et ses dimensions sont déterminées en fonction du débit, de la hauteur de chute et du caractéristique aval. Pour renforcer son efficacité, le bassin peut être équipé de dispositifs dissipateurs tels que plots, dents ou seuils. L'objectif est de prévenir l'érosion du lit fluvial et de garantir la stabilité du barrage.

Les recherches, notamment celles menées par l'U.S**.** Bureau of Reclamation, ont montré que l'efficacité de ces bassins dépend largement du nombre de Froude de l'écoulement entrant, ce dernier conditionnant la formation du ressaut et donc la dissipation optimale de l'énergie.

Donc selon l'USBR, on calcule le nombre de Froude :

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \cdot y_1}} \text{..... (V.40)}$$

Avec :

$$H_{NNR} + H_{dév} = y_1 + \frac{V^2}{2g} \text{..... (V.41)}$$

Et :

$$V = \frac{Q}{b \cdot y_1} \text{.....(V.42)}$$

En remplaçant, et par approximation on trouve :

$$22.14 + 2.36 = y_1 + \frac{\left(\frac{257.66}{34.25 \times y_1}\right)^2}{2 \times 9.81} \quad \rightarrow \quad y_1 = 0.346 \text{ m.}$$

Alors :

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \cdot y_1}} = \frac{5.61}{\sqrt{9.81 \times 0.346}} = 3.05.$$

Dans notre cas : 2.5 < Fr = 3.05 < 4.5 on opte pour un bassin de dissipation type I.

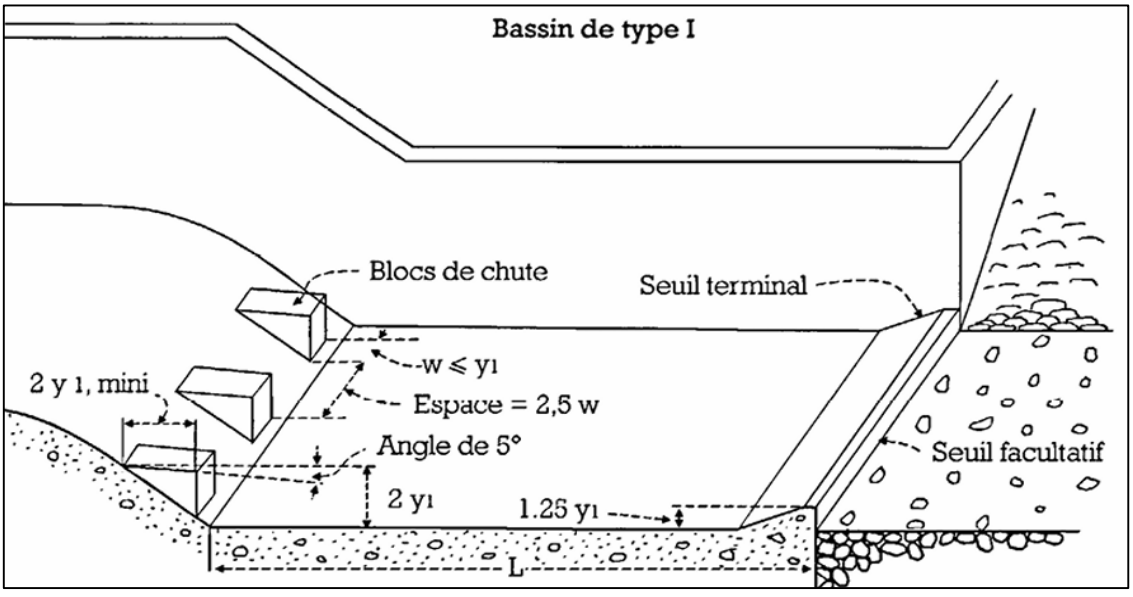


Figure V-5 : Schéma d'un bassin de dissipation type I.

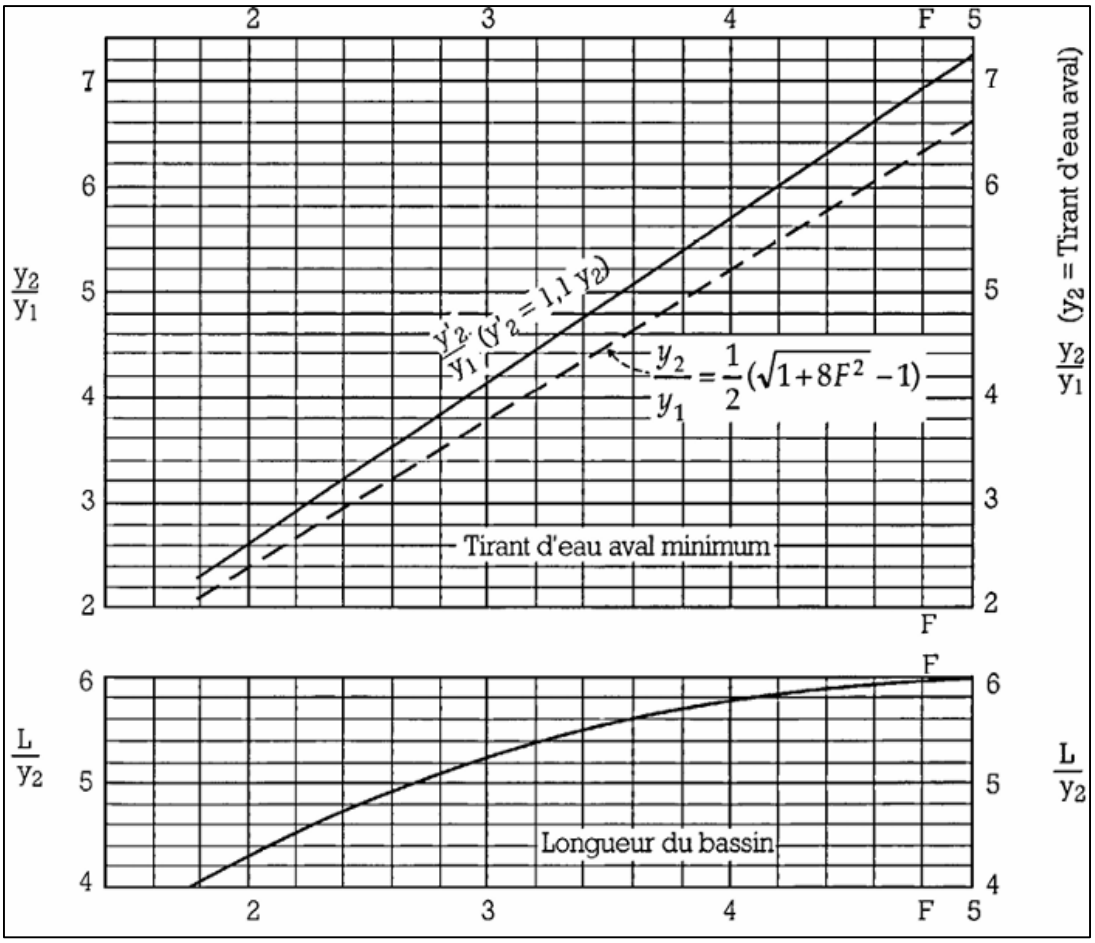


Figure V-6 : Abaque des caractéristiques du bassin USBR type I.

- **Longueur du bassin :**

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2}(\sqrt{1 + 8\,Fr^2} - 1) \quad \text{..... (V.43)}$$

Avec :

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

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

D'où

$$y_2 = 1.33 \text{ m.}$$

Donc la longueur du bassin est déterminée à partir de l'abaque :

$$\frac{L}{y_2} = 5.3 \quad \rightarrow \quad L = 7.05 \text{ m.}$$

- **Blocs de chute :**

- La hauteur des blocs :

$$H_b = 2\ y_1 \text{…….. (V.44)}$$

$$H_b = 2 \times 0.346 = 0.69 \text{ m.}$$

- La largeur des blocs :

$$W_b = y_1 \text{…….…….. (V.45)}$$

$$W_b = 0.35 \text{ m.}$$

- Espacement entre deux blocs successifs :

$$\text{Espace} = 2.5\ W_b \text{…….…….. (V.46)}$$

$$\text{Espace} = 2.5 \times 0.35 = 0.88 \text{ m.}$$

- La langueur des blocs :

$$L_b = 2\ y_1 \text{…….…….. (V.47)}$$

$$L_b = 2 \times 0.346 = 0.69 \text{ m.}$$

- **Seuil denté :**

$$H_S = 1.25\ y_1 \text{…….…….. (V.48)}$$

$$H_S = 1.25 \times 0.346 = 0.43 \text{ m.}$$

- **Hauteur des murs bajoyers :**

$$H_m = y_2 + R \text{…….. (V.49)}$$

Avec :

H_m : Hauteur du mur bajoyer (m).

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

R : Revanche (m).

On opte une valeur de la revanche qui égale à : R = 1 m.

Donc :

$$H_m = y_2 + R = 1.33 + 1 + 2.33 \text{ m.}$$

V.2 Vidange de fond

L'ouvrage de vidange de fond joue un rôle essentiel dans tout barrage, en permettant l'évacuation totale ou partielle des eaux de la retenue. Ses fonctions sont multiples : garantir la sécurité en cas d'incident majeur, faciliter l'entretien du réservoir (élimination des dépôts, inspection des structures), gérer les épisodes de pollution ou d'envasement, et même assurer l'évacuation de certaines crues durant la phase de construction. Conçu pour résister à de fortes pressions, cet ouvrage permet un écoulement gravitaire rapide et efficace.

V.2.1 Types de vidange de fond

Il existe trois configurations principales généralement privilégiées dans la pratique :

- **Vidange en charge** :

Réalisée sous forme d'une conduite fermée, souvent en acier et enrobée de béton, traversant la digue ou ses fondations. Ce système permet un fonctionnement quelle que soit la hauteur d'eau, assure un contrôle précis du débit et reste opérationnel même en période de crue. Toutefois, il exige des protections contre la cavitation et les surpressions ainsi qu'un entretien rigoureux des organes de manœuvre.

- **Vidange à surface libre** :

Il s'agit d'un canal ou d'une galerie où l'écoulement s'effectue en régime libre. Sa conception est simple, moins sensible aux phénomènes de cavitation et facile à entretenir. Néanmoins, son efficacité dépend directement du niveau de la retenue, ce qui la rend limitée en période d'étiage, et elle requiert une emprise plus importante.

- **Vidange par siphon** :

Ce système repose sur une conduite en U inversé qui fonctionne par effet de siphon. Il présente l'avantage de ne pas nécessiter de vannes sous forte pression et peut être installé en surélévation. En revanche, son amorçage est délicat, son débit limité par les pertes de charge et son fonctionnement vulnérable à la présence de bulles d'air.

V.2.2 Choix du type d'ouvrage de vidange de fond

Le choix s'est porté sur une conduite de vidange en charge, raccordée directement à la galerie de dérivation avec une légère surélévation afin de limiter les risques d'envasement. Cette solution, compacte et fiable, présente l'avantage de fonctionner efficacement à tous les niveaux

d'eau, même en période d'étiage, tout en restant économiquement adaptée au projet. Les problèmes potentiels de cavitation seront évités grâce à un dimensionnement soigné et à un entretien régulier des organes de manœuvre. Dans les conceptions actuelles, l'usage de pertuis de fond équipés de vannes à ouverture totale est généralement privilégié pour renforcer la performance de l'ouvrage.

V.2.3 Calcul hydraulique de la conduite de vidange

Le temps de vidange du barrage dépend de plusieurs paramètres, notamment de la morphologie de la cuvette, du volume à évacuer (correspondant au volume utile du barrage), ainsi que du diamètre de la conduite de vidange.

La langueur de la conduite de vidange fond est L =145 m avec une pente 1 %.

Le volume qu'on a sera vider est le volume utile de barrage V_u = 8.66 Mm^3.

Pour éviter l'envasement de la conduite de vidange de fonde dans la durée de vie de barrage on pose la conduite au niveau de volume mort NVM = 71.06 m NGA.

La fonction de S = f (h) : $S = 8 \times 10^{-4}. h^2 + 0.0145. h - 4.335$. $(71.06 \leq h \leq 80.14)$.

Pour le calcul on suppose des diamètres et pour chaque diamètre on calcule le temps de vidange après on choisir un diamètre qui donne un temps de vidange et un débit de sortie adéquat afin éviter l'érosion et l'inondation d'oued (sans risque en aval).

La variation de la hauteur d'eau au cours du temps ne suit pas une loi linéaire, dans la mesure où le débit dépend directement de la charge hydraulique disponible. L'évolution du niveau peut être décrite à l'aide d'une formule qui prend en compte cette variation continue du volume :

$$Q . dt = - S . dh \quad \text{(V.50)}$$

Avec :

$$Q = \frac{\pi . D^2}{4} \times \mu \sqrt{2 g h} \quad \text{(V.51)}$$

Et :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_t + \frac{\lambda . L}{D}}} \quad \text{(V.52)}$$

Donc :

$$\frac{\pi . D^2}{4} \times \mu \sqrt{2 g h} . dt = - S . dh \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots .. (V.53)$$

Avec:

Q : Débit volumétrique (m^3/s).

A : Surface de la section transversal conduite (m^2).

μ : Module de débit.

λ : Coefficient de Darcy Weissbach ($\lambda = \frac{0.021}{D^{0.3}}$).

ξ_t : Somme des pertes charge singulier et linéaire.

D : Diamètre de la conduite (mm).

L : Longueur de la conduite (m).

S : Surface du plan d'eau obtenu par la courbe surface hauteur (m^2).

En intégrant l'équation :

$$T = \frac{4}{\pi . D^2 . \sqrt{2 g}} . \sqrt{1 + (\xi_e + \xi_V + \xi_g) + (\frac{\frac{0.021}{D^{0.3}} . L}{D})} . \int_{H_m}^{H_M} - \frac{S(h)}{\sqrt{h}} dh \ldots\ldots\ldots .. (V.54)$$

Avec :

ξ_e : Coefficient de perte de charge à l'entrée ($\xi_e = 0.52$).

ξ_v : Coefficient de perte de charge dans les vannes ($\xi_v = 0.20$).

ξ_g : Coefficient de perte de charge dans les vannes ($\xi_v = 0.23$).

Alors :

$$T = \frac{4}{\pi . D^2 . \sqrt{2 g}} \times \sqrt{1 + (0.52 + 0.2 + 0.23) + (\frac{3.045}{D^{1.3}})} \times \int_{80.14}^{71.06} - \frac{8 \times 10^{-4} . h^2 + 0.0145 . h - 4.335}{\sqrt{h}} dh$$

Tableau V-9 : Temps de vidange et débits associés pour différents diamètres.

D (mm)	T (h)	T (jours)	Q (m^3/s)
1500	95.52	3.98	46.59
1400	112.08	4.67	34.58
1300	133.44	5.56	25.08
1200	161.04	6.71	17.70
1100	197.76	8.24	12.10
1000	248.40	10.35	7.97
900	320.16	13.34	5.01
800	426.24	17.76	2.97
700	591.12	24.63	1.64
600	866.16	36.09	0.82
500	1366.80	56.95	0.36

On prend D = 1000 mm, et d'après la correction des bornes de l'intégral (H_1= 71.56 m et H_2 = 80.14 m). Les résultats après la correction :

D = 1000 mm, T = 10.07 jours et Q = 8.01 m^3/s.

V.3 Prise d'eau

L'ouvrage de captage constitue un élément essentiel du système hydraulique du barrage. Sa fonction principale est d'assurer le prélèvement et la régulation du débit destiné à l'aval, tout en maintenant une qualité d'eau conforme à son usage final, qu'il s'agisse d'alimentation en eau potable, d'irrigation ou d'applications industrielles. Il doit garantir une alimentation continue, notamment durant les périodes de basses eaux, avec un fonctionnement sûr et continu.

V.3.1 Types de prises d'eau

Différentes configurations de prises d'eau peuvent être envisagées selon les conditions topographiques, hydrauliques et économiques du site :

- **Prise d'eau en charge** :

Réalisée à l'aide d'une conduite en acier ou en tôle enrobée de béton, elle est appréciée pour sa simplicité et son coût réduit. Ce système permet une alimentation régulière avec de faibles

pertes de charge, tout en regroupant les organes de commande au pied aval du barrage. Cependant, son principal inconvénient réside dans son niveau de prise unique et la non-séparation de la fonction de vidange.

- **Prise d'eau flottante :**

Cette configuration assure un prélèvement à profondeur constante, séparant les fonctions de prise et de vidange. Bien qu'elle garantisse une bonne flexibilité de fonctionnement, elle reste plus coûteuse et nécessite un entretien régulier en raison de ses dispositifs hydromécaniques complexes.

- **Tour de prise** :

Elle permet un prélèvement à plusieurs niveaux, offrant ainsi une meilleure maîtrise de la qualité d'eau et une indépendance vis-à-vis du système de vidange. Elle peut être de type verticale ou inclinée, selon la topographie des rives. La tour verticale, souvent intégrée ou accolée au corps du barrage, est la plus courante pour des raisons de fiabilité et de performance hydraulique, malgré un coût de construction plus élevé. Quant à la tour inclinée, bien qu'elle s'adapte aux versants doux, elle demeure moins économique en raison de la profondeur d'excavation qu'elle exige.

V.3.2 Choix du type de prise d'eau

Le choix du type de prise d'eau a été orienté vers une tour de prise verticale, considérée comme la solution la plus fiable et la mieux adaptée aux caractéristiques du site et du barrage. Ce type d'ouvrage présente plusieurs avantages : il permet un prélèvement d'eau à différents niveaux, assurant ainsi une flexibilité d'exploitation en fonction de la qualité ou des besoins en aval, tout en garantissant une sécurité de fonctionnement élevée. Sa conception simple et compacte facilite son intégration au barrage, tout en offrant une maintenance aisée et un bon contrôle hydraulique.

Du point de vue économique et technique, la tour de prise verticale demeure la variante la plus rationnelle, car elle concilie efficacité, durabilité et facilité de réalisation, tout en répondant pleinement aux exigences d'exploitation de la retenue.

V.3.3 Dimensionnement de la prise d'eau

Le dimensionnement des conduites vise à assurer le prélèvement d'un débit destiné à l'irrigation (AEI) et l'alimentation en eau potable (AEP) et les besoins de l'industrie des régions situées à l'aval du barrage.

Le dimensionnement du diamètre de la conduite de captage est établi à partir de plusieurs paramètres essentiels, notamment la demande maximale en aval, la durée quotidienne d'ouverture de la vanne, ainsi que la charge hydraulique minimale disponible au niveau de l'ouvrage de prise.

La distribution mensuelle de la demande montre que le mois de juillet présente la consommation maximale, avec un volume de 2.53 Mm^3, réparti sur 12 heures de fonctionnement par jour (12 heures par jour).

La tour de prise d'eau possède deux pertuis situés respectivement aux cotes 69 m et 73 m NGA, permettant le prélèvement d'eau à différents niveaux. Elle est équipée de deux vannes wagons assurant la régulation du débit et le contrôle des prélèvements. Le dimensionnement hydraulique est effectué en considérant le niveau de prise le plus bas, soit la cote 69 m NGA dans notre cas, ce qui correspond à une hauteur de charge disponible de H = 11 m.

$$Q_{max} = \frac{V_{max}}{T} \text{..... (V.55)}$$

Avec :

Q_{max} : Débit maximal (m^3/s).

V_{max} : Besoin mensuel maximal (m^2).

T : Temps d'alimentation (s).

Donc :

$$Q_{max} = \frac{V_{max}}{T} = \frac{2.53 \times 10^6}{31 \times 12 \times 3600} = 1.89 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Et :

$$Q = \frac{\pi . D^2}{4} \times \mu \sqrt{2 g H} \text{..... (V.56)}$$

Avec :

Q_{max} : Débit maximal (m^3/s).

D : Diamètre de la conduite de captage (mm).

μ : Coefficient de débit (μ = 0,35).

H : Charge d'eau correspondante à la prise la plus basse (H = 11 m).

Alors :

$$D = \sqrt{\frac{4 \,.\, Q}{\mu \,.\, \pi \,.\, \sqrt{2\, g\, H}}} = \sqrt{\frac{4 \times 1.89}{0.35 \times \pi \times \sqrt{2 \times 9.81 \times 11}}} = 0.684 \text{ m} = 684 \text{ mm}.$$

Le diamètre normalise est de D_n = 700 mm (Ø700).

La vitesse de l'eau dans la conduite :

$$V = \frac{Q_{max}}{S} = \frac{4 \,.\, Q_{max}}{\pi \,.\, D^2} \text{ …….. (V.57)}$$

$$V = \frac{4 \,.1.89}{\pi \,.\, 0.7^2} = 4.91 \text{ m/s}.$$

V.4 Dérivation provisoire

La dérivation provisoire constitue un dispositif essentiel durant la phase de construction du barrage. Elle a pour rôle de détourner temporairement les eaux de la rivière afin de permettre l'exécution des travaux en zone sèche et de protéger le chantier contre les crues éventuelles. Comme la période de construction s'étend sur au moins une saison pluvieuse, cette dérivation s'avère indispensable pour assurer la continuité et la sécurité des travaux. Elle repose sur la mise en place d'un système temporaire de déviation, associé à des batardeaux en amont et en aval, permettant d'isoler la zone de fondation et d'éviter toute inondation du site.

Selon la morphologie du site et la nature des terrains, plusieurs solutions peuvent être envisagées pour assurer cette dérivation :

- La galerie de dérivation, adaptée aux vallées étroites et rocheuses, offre l'avantage de limiter les interférences avec la zone d'implantation du barrage.
- La conduite de dérivation, utilisée lorsque les conditions géologiques ne permettent pas la réalisation d'une galerie, constitue une solution pratique et économique, bien qu'elle puisse poser des difficultés d'étanchéité au contact des fondations.
- Le canal de dérivation, enfin, est privilégié dans les vallées larges où les débits à détourner sont importants, garantissant un écoulement efficace à ciel ouvert.

De manière générale, le choix du dispositif de dérivation repose sur un compromis entre sécurité hydraulique, faisabilité technique et coût de réalisation, certains de ces ouvrages pouvant ensuite être réutilisés comme ouvrages définitifs, notamment pour la vidange de fond.

V.4.1 Succession des travaux

1. Installation d'un batardeau partiel sur la berge gauche pour isoler la première zone d'intervention et permettre le creusement de la galerie de dérivation.

2. Exécution de la galerie de dérivation sur la rive gauche, destinée à dévier temporairement les eaux de la rivière pendant les travaux.

3. Construction d'un batardeau amont et d'un batardeau aval afin de canaliser les écoulements vers la galerie et protéger le chantier contre les crues éventuelles.

4. Réalisation progressive du corps principal du barrage, ainsi que du déversoir de crues, sur la rive droite, une fois la dérivation pleinement opérationnelle.

5. Démontage progressif des ouvrages provisoires (batardeaux et dispositifs de dérivation) après l'achèvement des travaux, suivi de la mise en eau du réservoir.

V.4.2 Choix de la crue de dimensionnement

Le choix de la crue de dimensionnement d'un ouvrage de dérivation provisoire ne répond à aucune règle fixe, mais dépend principalement du niveau de risque acceptable en cas de dépassement, du coût de l'aménagement et de la durée prévue des travaux. En pratique, les crues de référence varient selon le type de barrage : pour les barrages en béton, on retient généralement des crues décennales à vingtenales, tandis que pour les barrages en terre, des crues plus rares de période de retour 50 à 100 ans sont souvent considérées.

Dans le contexte algérien, les ouvrages de dérivation sont le plus souvent dimensionnés pour des crues de période de retour comprise entre 10 et 50 ans. En tenant compte de ces paramètres, le dimensionnement de la dérivation provisoire du présent projet a été établi pour une crue vingtenale (période de retour de 20 ans), correspondant à un débit maximal de :

$$Q_{max\ (5\ \%)} = 228.57\ m^3/s.$$

V.4.3 Dimensionnement de la dérivation provisoire :

Le choix repose sur un canal en béton à ciel ouvert, qui a une section rectangulaire économique (b = 2 h), avec une pente de i = 0.3 % :

Selon la formule de Manning-Strickler :

$$Q = \frac{1}{n} \cdot i^{1/2} \cdot \frac{(b \cdot h_n)^{5/3}}{(b + 2 \cdot h_n)^{2/3}} \quad \text{..... (V.58)}$$

Avec :

Q : Débit maximale (m^3/s).

n : Coefficient de Manning (n = 0.014 béton).

i : Pente de la dérivation provisoire (i = 0.003 m/m).

b : Largeur de la dérivation provisoire (m).

h_n = La profondeur normale de la dérivation provisoire (m).

Donc :

$$228.57 = \frac{1}{0.014} \cdot 0.003^{1/2} \cdot \frac{(2 \cdot h_n^2)^{5/3}}{(4 \cdot h_n)^{2/3}}$$

Par approximation on trouve :

$$h = 4.19 \text{ m.}$$

Et :

$$b = 2\ h \text{……..} \quad (V.59)$$

$$b = 2 \times 4.19 = 8.38 \text{ m.}$$

Conclusion

L'étude des ouvrages annexes a permis de définir les éléments essentiels garantissant la sécurité, la fonctionnalité et la pérennité du barrage. Après analyse des différentes configurations possibles, le choix s'est porté sur un évacuateur de crue latéral à entonnement frontal, implanté en rive droite, offrant un écoulement hydraulique efficace et une grande fiabilité en période de crue. Ce dispositif, associé à un convergent assurant une transition fluide vers le coursier, et à un bassin de dissipation dimensionné pour absorber l'énergie du flot en aval, permet de maîtriser les vitesses d'écoulement et de prévenir tout risque d'érosion.

Parallèlement, la prise d'eau et la vidange de fond ont été étudiées de manière à garantir une gestion optimale des niveaux de la retenue, aussi bien en conditions normales qu'en situation d'urgence ou d'entretien.

Enfin, la dérivation provisoire a été étudiée de manière à permettre la continuité de l'écoulement du cours d'eau pendant la phase de construction, assurant ainsi la protection du chantier contre les crues et facilitant l'avancement des travaux en période pluvieuse. Ainsi, l'ensemble des ouvrages annexes évacuateur de crue, prise d'eau, vidange et dérivation a été conçue en cohérence avec la topographie et les contraintes du site, garantissant une exploitation sûre, fonctionnelle et durable du barrage.

CHAPITRE VI :

Organisation du chantier

Introduction

L'organisation du chantier représente une étape déterminante dans la réussite d'un projet de construction. Elle regroupe l'ensemble des dispositions techniques, humaines et logistiques mises en œuvre pour assurer l'exécution des travaux dans les meilleures conditions possibles. Cette phase vise à planifier, coordonner et gérer efficacement les ressources disponibles : main-d'œuvre, matériel et finances tout en respectant les objectifs fixés en termes de qualité, de coût et de délai. Une bonne organisation permet non seulement d'optimiser le rendement des équipes et des équipements, mais aussi de garantir la sécurité du personnel et la continuité des travaux, quelles que soient les contraintes rencontrées sur le terrain. Ainsi, la mise en place d'une stratégie d'organisation adaptée au chantier du barrage vise à assurer une réalisation maîtrisée, performante et conforme aux exigences techniques du projet.

VI.1 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier

La mise en œuvre d'un projet de barrage mobilise plusieurs acteurs, chacun ayant un rôle bien défini dans le déroulement du chantier et la réussite de l'ouvrage. Voici les principaux intervenants :

- **Le maître d'ouvrage :**

Représenté par l'Agence Nationale des Barrages et Transferts (ANBT), le maître d'ouvrage est l'entité pour le compte de laquelle les travaux sont réalisés. Il définit les objectifs du projet, en assure le financement, lance les appels d'offres et conclut les marchés. Une fois les ouvrages réceptionnés, il en devient le propriétaire et le gestionnaire.

- **Le maître d'œuvre :**

Il s'agit d'une personne physique ou morale désignée par le maître d'ouvrage pour assurer la conception technique, le suivi et le contrôle de l'exécution des travaux. Il élabore les dossiers de consultation, assiste le maître d'ouvrage dans l'analyse des offres, et supervise le chantier jusqu'à la réception finale. Dans le cas particulier d'un barrage, le maître d'œuvre intervient également dans le suivi de l'auscultation et l'interprétation des données jusqu'à la phase de mise en eau.

- **L'entrepreneur :**

Titulaire du marché de travaux, l'entrepreneur est chargé de l'exécution concrète du projet selon les plans et spécifications techniques établis. Il mobilise les ressources humaines et

matérielles nécessaires, coordonne les opérations sur le chantier et demeure responsable de la qualité et de la sécurité des travaux jusqu'à leur réception officielle.

VI.2 Installation du chantier

VI.2.1 L'accès du chantier

L'accès à la zone du projet est facilité grâce à un réseau routier bien structuré. Depuis la ville de Tizi Ouzou, il suffit d'emprunter la Route Nationale N°12 (RN12) en direction de l'est sur une distance d'environ 2 kilomètres, avant de rejoindre la Route Nationale N°72 (RN72) vers le nord qui mène directement au site du barrage. Une autre voie d'accès est également disponible par la route communale CW N°24, longeant la rive droite de l'Oued Sebaou. Celle-ci est accessible à partir du pont de Dra Ben Kheda, qui traverse le cours d'eau. Ces deux itinéraires offrent une accessibilité suffisante pour le transport des matériaux, des engins de chantier et du personnel, facilitant ainsi la logistique et le déroulement des travaux durant toute la phase de construction.

VI.2.2 Installations destinées au personnel

Afin de garantir des conditions de travail sûres et confortables pour l'ensemble des équipes intervenant sur le site, diverses installations sont mises en place conformément aux exigences réglementaires et aux besoins opérationnels :

- **Espaces de repos et vestiaires :** des locaux fermés, bien ventilés, éclairés et chauffés en période froide sont prévus pour le repos et le changement des ouvriers. Chaque vestiaire est équipé d'armoires individuelles, avec une surface minimale de 1,25 m² par personne.
- **Réfectoires :** un espace de restauration est aménagé dès que le nombre de repas servis dépasse 25. Il comprend des tables et des sièges en quantité suffisante, avec une surface minimale de 1,5 m² par personne. Un garde-manger et un dispositif de réchauffage des repas sont installés dans un abri ou un espace couvert.
- **Installations sanitaires** : des équipements adaptés sont mis à disposition pour garantir l'hygiène sur le chantier. Cela inclut des lavabos ou rampes de lavage (1 orifice pour 5 personnes), des locaux sanitaires avec un lavabo pour 10 personnes maximum, ainsi que des douches obligatoires pour les travaux salissants (1 douche pour 8 personnes).
- **Infirmerie et premiers secours** : une boîte de secours est disponible sur tous les types de chantiers. La présence d'un infirmier est requise dès que le personnel atteint 200 personnes, afin d'assurer les soins d'urgence et le suivi médical de base.

- **Bureaux de chantier** : des locaux administratifs sont prévus pour accueillir les équipes de direction, de gestion et de suivi technique. Leur nombre et leur configuration sont définis par le maître d'œuvre dans les documents contractuels.
- **Hébergement temporaire** : des dortoirs sont mis en place pour loger les équipes travaillant en continu sur le site, selon les besoins du chantier.
- **Sécurité et circulation interne** : le site est organisé de manière à limiter les risques liés aux déplacements du personnel, grâce à des voies de circulation sécurisées. Des mesures strictes sont appliquées, incluant la formation obligatoire, la distribution d'équipements de protection individuelle (EPI) et la mise en œuvre de procédures d'urgence.

VI.2.3 Installations destinées au stockage des matériaux

Le stockage des matériaux nécessite des aménagements adaptés : le ciment est conservé dans des silos métalliques ou des baraquements fermés en bois ou en tôle, afin de le protéger de l'humidité. Les agrégat**s** sont entreposés à l'air libre, mais disposés dans des zones distinctes pour éviter toute contamination entre les différentes granulométries, ce qui facilite le dosage lors de la fabrication du béton. Les armatures en acier, quant à elles, doivent être stockées sous abri dans des zones sèches pour prévenir la corrosion.

VI.2.4 Installations destinées à la réparation des engins

Un atelier de maintenance est également indispensable sur le chantier. Bien que les réparations majeures soient généralement effectuées hors site, cet atelier doit être suffisamment équipé pour assurer l'entretien courant et les interventions d'urgence sur les engins et les matériels.

VI.2.5 Installations pour la préfabrication

Une zone de préfabrication est mise en place, généralement sous hangar, pour la production des éléments préfabriqués nécessaires à la construction, tels que les poutres, dalles, murettes et conduites. Cette organisation permet d'optimiser le temps d'exécution et de garantir une meilleure qualité des ouvrages.

VI.3 Moyens du chantier

La réalisation du barrage de Zaouïa requiert une organisation rigoureuse ainsi qu'une mobilisation optimale des moyens humains, matériels et logistiques afin d'assurer l'efficacité, la qualité et la sécurité des travaux durant toutes les phases du projet :

VI.3.1 Moyens humains

La réussite du chantier repose sur la compétence et la coordination de plusieurs équipes. Le personnel mobilisé se répartit en plusieurs catégories :

- **Équipe de direction et de supervision :** ingénieurs, conducteurs de travaux et techniciens chargés du suivi et du contrôle de la qualité.
- **Personnel d'exécution :** contremaîtres, ouvriers qualifiés, coffreurs, ferrailleurs, soudeurs et maçons.
- **Opérateurs d'engins :** conducteurs de bulldozers, pelles, camions-bennes et compacteurs.
- **Spécialistes techniques :** topographes, ingénieurs géotechniciens et hydrauliques, ainsi qu'un géologue pour le suivi des fondations.
- **Personnel de maintenance :** techniciens chargés de l'entretien et des réparations des engins.
- **Équipe sécurité et logistique :** responsables de la santé et sécurité, gestion des approvisionnements et coordination sur site.
- **Cadres administratifs et financiers :** assurant la gestion du personnel, du budget et des documents techniques.

VI.3.2 Moyens matériels

Les principaux équipements nécessaires à la réalisation du barrage en terre de Zaouia sont :

- **Engins de terrassement :** bulldozers, pelles hydrauliques, niveleuses, chargeurs.
- **Engins de transport :** camions-bennes pour le déplacement des déblais et matériaux.
- **Engins de compactage :** compacteurs lisses et à pieds dameurs pour la mise en place du remblai.
- **Matériel de mesure et de contrôle :** équipements topographiques, laboratoire mobile pour les essais (densité, teneur en eau, compacité).
- **Matériel de coffrage et de ferraillage :** grues, treuils et outils de montage.
- **Pompes et citernes :** pour l'évacuation et l'alimentation en eau de chantier.
- **Atelier mobile de maintenance :** pour la réparation rapide des engins sur site.
- **Véhicules légers :** pour la liaison, le transport du personnel et la supervision du chantier.

VI.3.3 Moyens logistiques et organisationnels

Les installations de chantier comprennent des zones de stockage sécurisées pour les matériaux sensibles (ciment, produits chimiques, aciers), un atelier de maintenance pour les réparations

courantes, ainsi que des systèmes de communication interne (radios, téléphones) pour une meilleure coordination. Une planification rigoureuse des approvisionnements garantit la continuité des travaux, tandis que la gestion des transports internes vise à réduire les temps morts. Des mesures environnementales et de sécurité sont également prévues pour limiter les nuisances et protéger le personnel.

VI.4 Nature et déroulement des travaux à réaliser

La réalisation du barrage en terre de Zaouia comprend plusieurs étapes successives, allant de la préparation du site à la mise en place des structures de protection et de drainage.

- **Travaux de décapage :**

Cette première phase consiste à retirer la couche superficielle du sol, constituée de terre végétale et de matériaux impropres à la fondation. Le décapage permet d'éliminer les terrains instables ou organiques et de mettre à nu la couche de sol saine apte à supporter l'ouvrage. Elle inclut également la préparation des zones d'emprunt destinées à fournir les matériaux nécessaires au remblai.

- **Travaux de terrassement :**

Les terrassements visent à modeler le terrain conformément aux plans du projet. Ils comprennent les déblais, réalisés pour enlever les volumes excédentaires, et les remblais, pour la mise en place des matériaux sélectionnés. Ces opérations sont exécutées à l'aide d'engins tels que les bulldozers, pelles hydrauliques, niveleuses et scrapers, sous un contrôle géotechnique rigoureux.

- **Travaux et ouvrages provisoires d'écoulement des eaux :**

Pendant la phase de construction, des ouvrages temporaires sont mis en place pour canaliser, drainer ou dévier les eaux de surface et d'infiltration. Leur rôle est de maintenir les zones de travail au sec, d'éviter l'érosion et de garantir la stabilité des remblais. Ces dispositifs incluent des fossés de drainage, des batardeaux et des canaux provisoires.

- **Travaux de compactage :**

Le compactage des matériaux de remblai est une étape essentielle visant à améliorer la densité, la cohésion et la résistance mécanique du sol, tout en réduisant sa perméabilité. Il est effectué par couches successives à l'aide de compacteurs adaptés, selon des paramètres définis par les essais de laboratoire et les contrôles sur site.

- **Autres travaux :**

Les autres interventions concernent la mise en œuvre du béton pour les ouvrages hydrauliques (prise d'eau, évacuateur de crues, drains, etc.), la construction du tapis drainant à la base de la digue pour assurer l'évacuation contrôlée des infiltrations, ainsi que la pose des revêtements de protection sur les parements amont et aval afin de prévenir l'érosion et d'assurer la durabilité de l'ouvrage.

VI.5 La planification des travaux

La planification vise à structurer le déroulement du projet en définissant les objectifs, les ressources, les délais, les risques et les moyens de communication. Elle garantit une exécution ordonnée, dans le respect du budget et des délais.

VI.5.1 Techniques de planification

Deux approches sont généralement adoptées pour structurer la planification :

- Les méthodes fondées sur des réseaux logiques.
- Les méthodes graphiques traditionnelles.

Dans le cadre de notre étude, la méthode choisie repose sur la planification basée sur le réseau à nœuds.

VI.5.1.1 Méthode fondée sur le réseau

Le réseau est une représentation schématique du déroulement d'un projet, illustrant les relations entre les différentes tâches. Ces relations peuvent être successives, parallèles ou convergentes, et permettent d'évaluer la durée globale du projet.

On distingue deux types de réseaux :

- **Réseau à flèches** : chaque tâche est représentée par une flèche, les nœuds indiquent les points de liaison entre les opérations.



Figure VI-1 : Forme d'un réseau à flèches.

- **Réseau à nœuds** : chaque tâche est symbolisée par un nœud, les flèches traduisent les liens de dépendance entre les tâches.

  Par exemple, une tâche B ne peut démarrer que lorsque la tâche A est entièrement achevée.



Figure VI-2 : Forme d'un réseau à nœuds.

- **Construction d'un réseau de planification :**

La mise en place d'un réseau de tâches suit une démarche structurée en six étapes :

1. Établir une liste complète des opérations à réaliser.

2. Identifier les dépendances entre les tâches (précédence logique).

3. Créer des sous-graphes représentant les groupes de tâches liées.

4. Fusionner ces sous-graphes en un schéma global.

5. Déterminer les points de départ et de fin du projet.

6. Assembler le réseau final intégrant toutes les relations.

- **Méthode du Chemin Critique (C.P.M) :**

La méthode C.P.M vise à réduire au maximum la durée du projet en analysant les tâches critiques, c'est-à-dire celles dont le retard impacterait directement l'ensemble du calendrier.

Elle se décompose en trois phases :

- Phase 1 : Identification des ressources humaines nécessaires à chaque tâche.

- Phase 2 : Analyse temporelle du réseau selon une unité de temps définie (jour, semaine…).

- Phase 3 : Réajustement du réseau en fonction des contraintes spécifiques du chantier ou de l'entreprise.

- **Étapes de la planification :**

La planification opérationnelle repose sur les étapes suivantes :

1. Collecte des données : regrouper les informations techniques et comparatives pour établir un plan réaliste.

2. Décomposition du projet : segmenter le projet en tâches distinctes, attribuer les responsabilités, identifier les besoins matériels et définir les méthodes d'exécution.

3. Analyse des relations entre les tâches :

- Relations logiques : basées sur une dépendance stricte.

- Relations préférentielles : fondées sur des choix organisationnels ou des priorités.

- **Paramètres de la méthode C.P.M :**

Les éléments clés de cette méthode sont :

TR : Temps de réalisation de la tâche.

DCP : Date de commencement au plus tôt.

DCPP : Date de commencement au plus tard.

DFP : Date de fin au plus tôt.

DFPP : Date de fin au plus tard.

MT : Marge totale disponible sans impact sur le calendrier.

Tableau VI-1 : Paramètres de la méthode C.P.M.

DCP	Tr
DFP	DCPP
DFPP	MT

Formules associées :

- DFP = DCP + TR…… (VI.1)
- DCPP = DFPP – TR…… (VI.2)

- **Chemin critique (CC) :**

Le chemin critique est la séquence de tâches dont la marge totale est nulle (MT = 0). Il détermine la durée minimale nécessaire à l'achèvement du projet. Toute modification ou retard sur ce chemin affecte directement le délai global.

- **Estimation des durées d'exécution :**

La durée d'une tâche dépend principalement de deux facteurs :

- La disponibilité des ressources humaines et matérielles.
- La complexité et l'envergure des travaux à réaliser.

Selon les normes de la C.N.A.T, la durée estimée (T) peut être calculée par la formule :

$$T = \frac{Q.N}{n} \quad \text{(VI.3)}$$

Avec :

Q : Quantité de travail à réaliser.

N : Rendement unitaire (productivité).

n : Nombre d'équipes mobilisées.

VI.5.2 Composition du projet

Les différentes phases de réalisation des travaux sont présentées dans le tableau suivant, qui permet de visualiser la succession logique des tâches ainsi que leur place éventuelle sur le chemin critique.

Tableau VI-2 : Planification des opérations du chantier (séquence).

Operations	Symboles	Durée (jours)
Installation de chantier	A	30
Réalisation de la galerie de dérivation	B	75
Réalisation du batardeau	C	20
Réalisation de la vidange et de la prise d'eau	D	45
Excavation de la digue et injection	E	20
Excavations, fouilles pour l'évacuateur de crue	F	60
Coffrage, ferraillage de l'évacuateur de crue	G	45
Bétonnage de l'évacuateur de crue	H	30
Excavation du tranché de la clé d'encrage	I	15
Remblais de la clé d'encrage	J	15
Remblais du barrage, et prisme de drainage	K	75
Revêtement sur les talus (amont, aval)	L	20
Équipements hydromécaniques	M	20
Travaux de finitions	N	45

Sur la base de la décomposition des tâches exposée dans le tableau précédent, un réseau à nœuds a été établi. Celui-ci met en évidence les liens de dépendance entre les différentes opérations et constitue un outil essentiel pour l'identification du chemin critique.

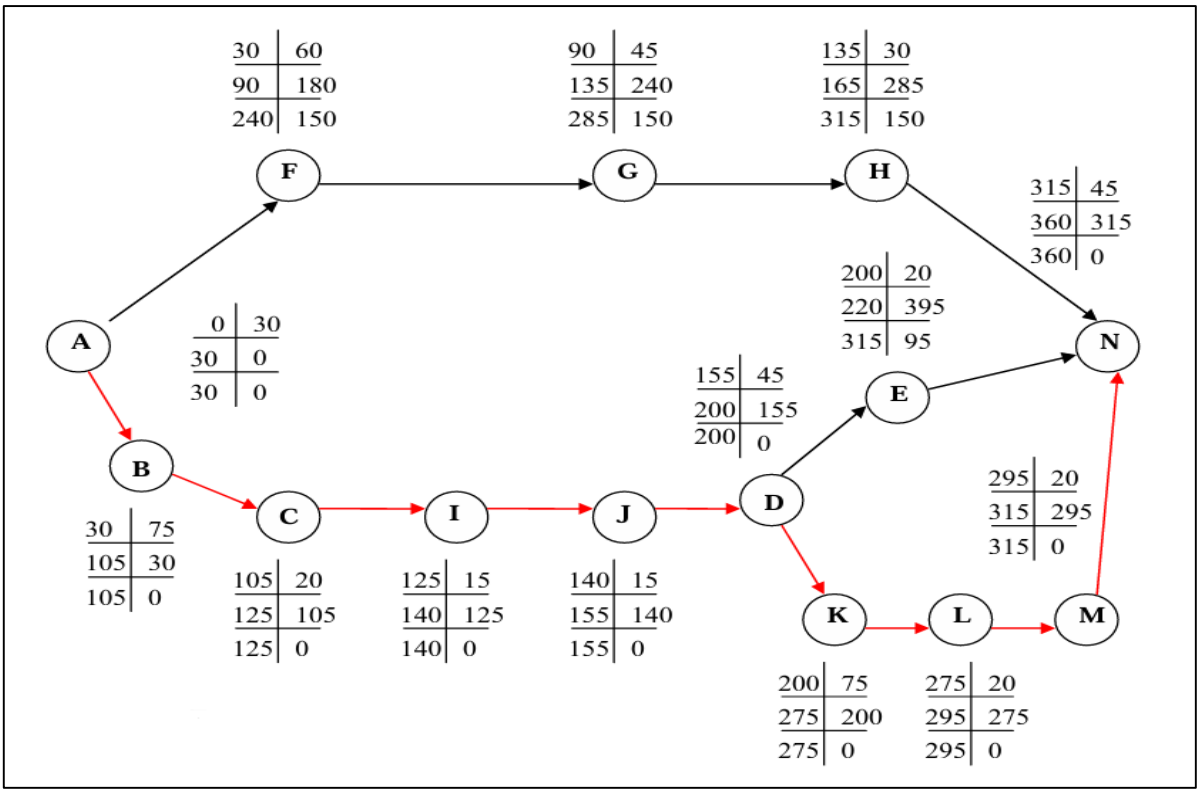


Figure VI-3 : Réseau à nœuds de différentes opérations avec le chemin critique.

Le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0) est donné par le chemin suivant :

$$A \rightarrow B \rightarrow C \rightarrow I \rightarrow J \rightarrow D \rightarrow K \rightarrow L \rightarrow M \rightarrow N$$

Tel que la durée de la réalisation du projet :

$$DTR = \sum TR = 30 + 75 + 20 + 15 + 15 + 45 + 75 + 20 + 20 + 45 = 360 \text{ jours.}$$

VI.6 Devis estimatif et quantitatif du barrage et des ouvrages annexes

Le devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes est déterminé en sommant le coût des différents travaux, à savoir les excavations, les remblais et le bétonnage pour l'évacuateur de crues et la dérivation provisoire. Ainsi on obtient les résultats pour les différents ouvrages :

Tableau VI-3 : Devis estimatif et quantitatif du barrage et des ouvrages annexes.

Désignations	**Unité**	**Quantité**	**Prix unitaire (DA)**	**Montant (DA)**
Digue				
Décapage	m^3	5000	600	3000000
Excavation terrain meuble	m^3	421.665	600	252999
Excavations roche altérée	m^3	5.431	1800	9775.8
Excavations roche saine	m^3	1.729	2500	4322.5
Recharges amont et aval	m^3	575.748	800	460598.4
Remblai d'étanchéité	m^3	174.759	900	157283.1
Filtre et drains	m^3	9.52	1200	11424
Forages d'injections et de peau	ml	14.575	18000	262350
Enrochements de protection	m^3	3.682	2500	9205
Evacuateur de crue				
Décapage	m^3	1800	600	1080000
Excavation	m^3	170.715	600	102429
Remblai	m^3	122.372	800	97897.6
Béton	m^3	29.531	38000	1122178
Dérivation provisoire + Vidange de fond + Prise d'eau + Tour de prise				
Excavation	m^3	204.657	600	122794.2
Remblai	m^3	286.304	800	229043.2
Béton	m^3	12.700	38000	482600
Conduites Ø700	ml	120	90000	10800000
Vannes Ø700	Unité	2	300000	600000
Grille	m^2	3	40000	120000
Coût total (sans TVA)				18924899.8
Coût total (avec TVA = 19 %)				22520630.76

Conclusion

D’après la planification prévisionnelle, la construction du barrage de Zaouia s’étalera sur une durée totale de 360 jours. Pour garantir le bon déroulement des travaux dans les délais impartis, il est essentiel que le chantier soit confié à une entreprise qualifiée, disposant de l’expérience et des moyens humains, matériels et logistiques nécessaires. Celle-ci devra également assurer un contrôle rigoureux de la qualité des travaux exécutés, conformément aux normes techniques en vigueur.

L’organisation du chantier joue un rôle déterminant dans la réussite du projet, car une planification efficace permet de limiter les coûts, d’optimiser les ressources et de réduire les délais d’exécution. L’identification du chemin critique facilite la gestion des priorités et la coordination entre les différentes phases du projet. Toutefois, certains imprévus, tels que les aléas climatiques ou les retards d’approvisionnement en matériaux, peuvent influencer le rythme d’avancement des travaux.

Enfin, la planification globale du chantier vise à assurer une exécution progressive, maîtrisée et sécurisée de l’ensemble des ouvrages, tout en respectant les objectifs de qualité et de performance fixés pour le barrage de Zaouia.

Conclusion générale

Le présent mémoire a porté sur l'étude d'avant-projet détaillé du barrage de Zaouïa, implanté sur l'oued Stita dans la wilaya de Tizi Ouzou. Les différentes analyses menées : géologiques, géotechniques, hydrologiques et techniques, ont permis de définir un barrage en terre d'une hauteur de 26,56 m et d'une largeur en crête de 6,8 m, assurant la stabilité et la sécurité de l'ouvrage.

L'étude des variantes a conduit au choix d'un évacuateur de crue latéral à entonnement frontal, d'une largeur déversante de 55 m, capable d'évacuer un débit de 257,66 m^3/s. Ce dispositif, associé à un bassin de dissipation judicieusement dimensionné, garantit une évacuation efficace des crues et une protection optimale du pied du barrage. Les ouvrages annexes, notamment la prise d'eau, la vidange de fond et la dérivation provisoire, ont également été conçus pour assurer la régulation, la maintenance et la sécurité hydraulique du système.

L'ensemble des travaux réalisés a permis de proposer une conception cohérente et techniquement fiable, adaptée aux caractéristiques du site et aux besoins en eau de la région. Le barrage de Zaouïa contribuera ainsi à l'amélioration de l'alimentation en eau, à la maîtrise des crues et au développement agricole local.

Ce projet constitue enfin une expérience formatrice, permettant de mettre en pratique les connaissances acquises en hydraulique, en géotechnique et en conception d'ouvrages hydrauliques. En somme, l'étude du barrage de Zaouïa démontre l'importance d'une approche intégrée alliant rigueur technique, sécurité et développement durable, au service d'une gestion rationnelle et efficace des ressources en eau.

Références bibliographiques :

1. A, Sari Ahmed, Initiation à l'hydrologie de surface, Edition Houma, Alger 2009.

2. Chieu, Dovan, cours de constructions hydrauliques, université de Batna, institut d'hydrologie, 1992.

3. Cours de barrage en terre, 3ème année hydraulique, département d'hydraulique, Abderrahmane Mira de Bejaia, 2015.

4. Khatsuria, R, M, Hydralics of spillways and energy dissipators, Marcel Dekker, New York, 2005.

5. Rapport géologique et géotechnique du barrage de Zaouia (W. Tizi-ouzou) ROMELECTRO-S.A, octobre 2003.

6. Rodriguez, B et Larosa, S, Manuel de conception et projets typiques des digues en terre, Procédures méthodologiques pour l'exécution des études des retenues collinaires et petits barrage, Alger, Avril 2004.

7. Slahdji.N, Etude de faisabilité du barrage de Bounachi sur oued Rabta (W. Tizi Ouzou), Mémoire de fin d'étude, ENSH Blida. Octobre 2008.

8. Touaibia, B et Benlaoukli, B, Introduction au dimensionnement des retenues collinaires, ENSH Blida, Avril 2004.

9. Touaibia, B, Manuel pratique d'hydrologie, Presse Madani Fréres Guerrouaou, Blida, Mars 2004.

10. USBR-United State Department of Interior, Bureau of Réclamation, Design of Small Dams, Denver, Colorado, Third Edition, 1987.

11. Mihoubi, M. K. Polycopie d'ouvrage hydrotechnique. BLIDA, 2000.

12. R. M. Khatsuria, Hydraulics of Spillways and Energy Dissipators, 2005.

13. Touaibia, B, Polycopie de cours de régularisation des débits, 2004.

14. Benlaoukli, B, Cour géologie des barrages, (sans date).

15. Benlaoukli, B, Organisation de chantier 2 [Polycopié de cours]. ENSH, Blida, 2020.

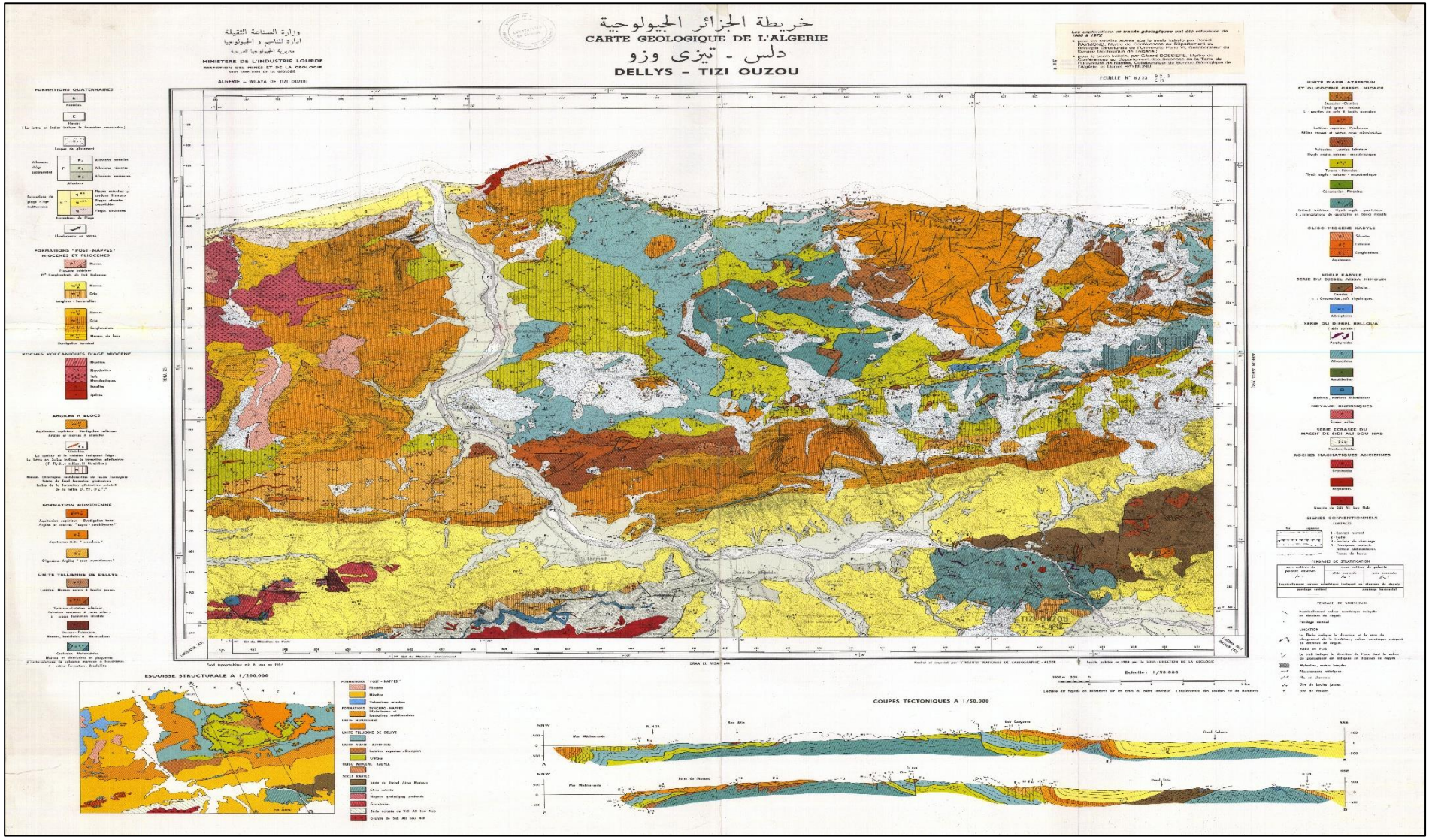
16. Benlaoukli, B, Organisation de chantier, la planification des travaux les M.M.O. [Polycopié de cours]. ENSH, Blida, 2004.

17. Zeroual, A, Ouvrages hydrotechniques [Notes de cours]. École Nationale Supérieure d'Hydraulique, (sans date).

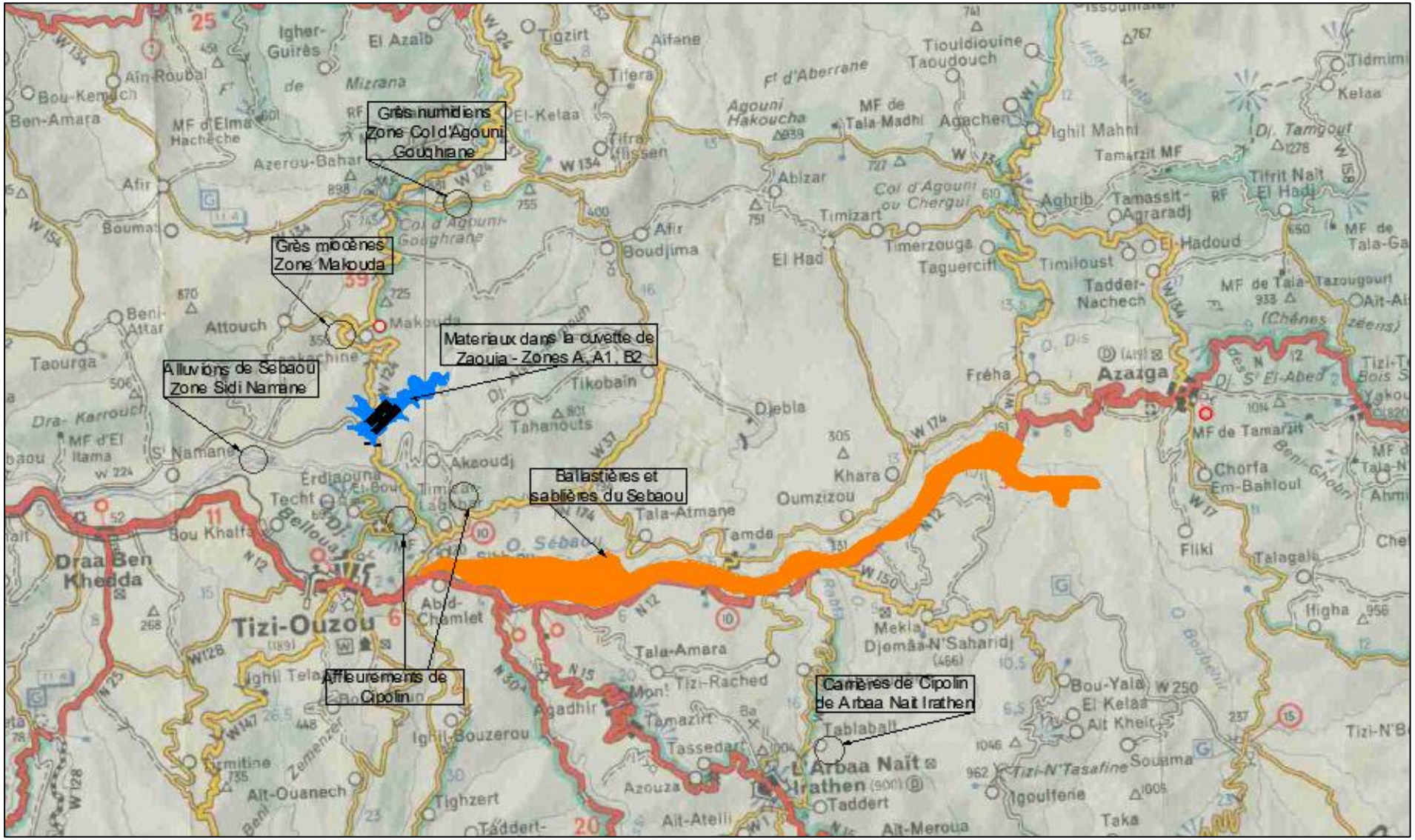
18. Mihoubi, M. K, Barrage déversoir : cas d'une fondation non rocheuse, (sans date).

Annexes :

Annexe II.1 : La carte géologique Dellys-Tizi Ouzou.



Annexe II.2 : Emplacement des zones d'emprunt Zaouia.



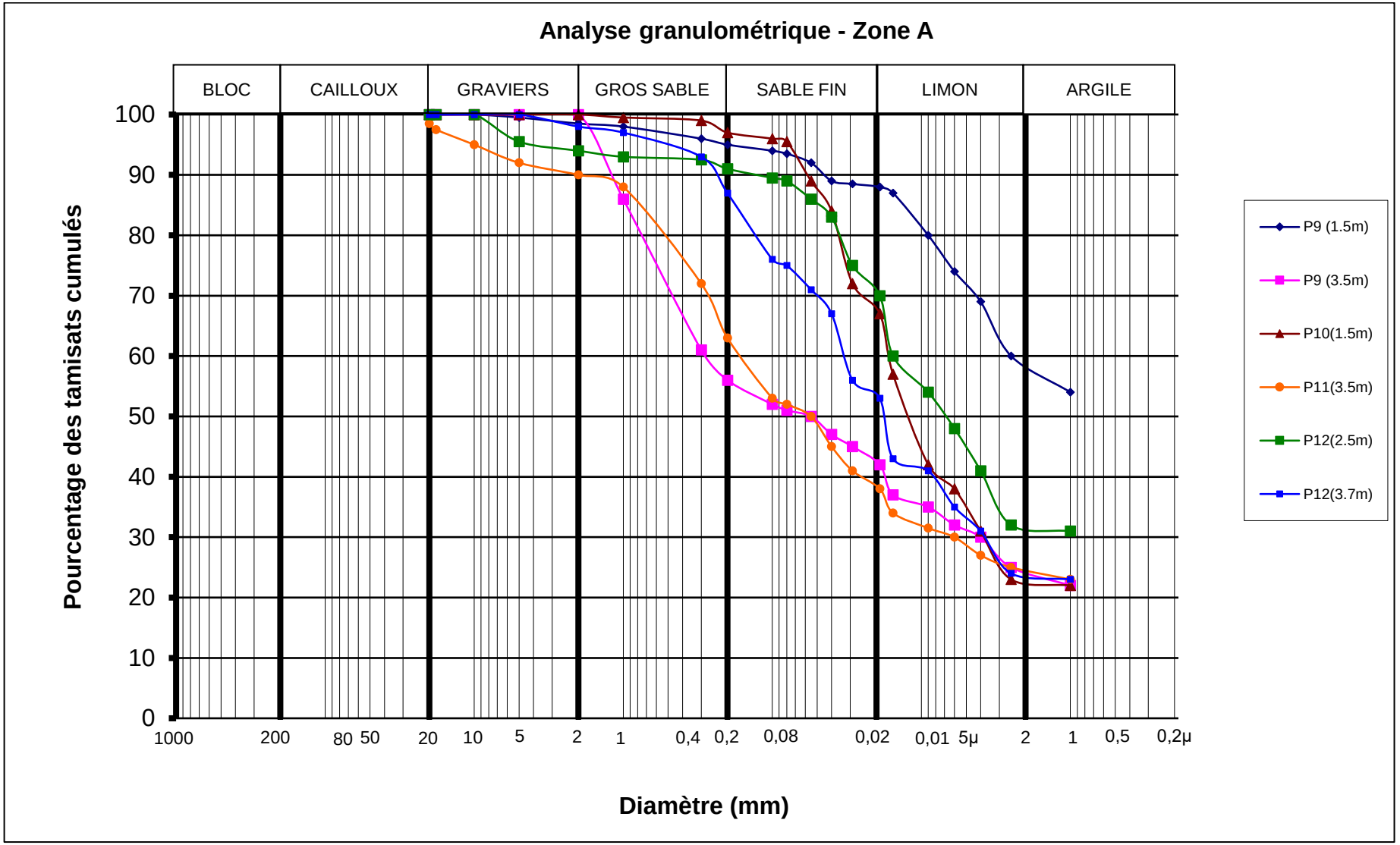
Annexe II.3 : Tableau récapitulatif des résultats des essais de laboratoire.

Matériaux	Zone d'emprunt	Puits N°	Profondeur d'échantillon (m)	Teneur en eau naturelle (%)	Limites d'Atterberg			Essai PROCTOR		Essai de cisaillement				Essai oedométrique			Analyses chimiques		Perméabilité (cm/s)
					W_L (%)	W_p (%)	I_p (%)	$\gamma_{d\ max}$ (t/m^3)	W_{OPM} (%)	φ (degrés)		c (bar)		P_c (bar)	Cc (%)	Cg (%)	Mat.org. (%)	$CaCO_3$ (%)	
										CU	UU	CU	UU						
Matériaux argileux	A	09	1,5	18,45	66	32,95	33,05	1,68	17,2	28,23	25,74	0,66	0,98	1,94	18	5,69	0,37	23,22	$3,01x10^{-9}$
		09	3,5	19,10	45,38	23,55	21,83												
		10	1,5	14,18	43,42	24,33	19,09												
		11	3,5	20,91	46,38	23,19	23,19	1,77	14		28,13		1,42	3,61	9	1,83			$2,58x10^{-9}$
		12	2,3	24,61	70,30	33,84	36,46	1,66	17,8	17,33	18,99	0,4	1,53	2,93	20	6,95	0,21	traces	
		12	3,7	23,73	59	30,68	28,32												$1,58x10^{-9}$
	A_1	22	1,5	23,61	50,80	24,01	26,79	1,78	14,7		35,81		1,25				0,42	traces	
		22	3,0	26,96				2*	10,5*										$9,40x10^{-7}$
		23	1,0	24,98	60	26,59	33,41			10,38		0,14							
		23	3,8	22,57	59	26,42	32,58	1,77	14,9		23,45		1,96				0,16	traces	
		24	1,0	21,17	57	26,25	30,75												
		24	2,0	17,95	55	25,05	29,95	1,78	14,4		21,38		1,06				0,16	traces	
Matériaux alluvionnaires	B_2	16	1	15,61	35,01	18,84	16,17												
		16	3	16,98	38,40	21,98	16,42	1,83	14,3		33,82		0,73	1,33	8,33	2,59			$1,99x10^{-8}$
		16 bis	2,5	29,03	39,6	20,86	18,74												
		17	1	20,7	49,10	24,09	25,01												
		17	2	23,57	49,80	23,95	25,85	1,82	14,2										
		17	4	23,92				2*	10*										$2,76x10^{-7}$
		18	3	21,35	42,44	21,86	20,58												
		18	1,9	21,08				2,01*	10,4*										$3x10^{-7}$

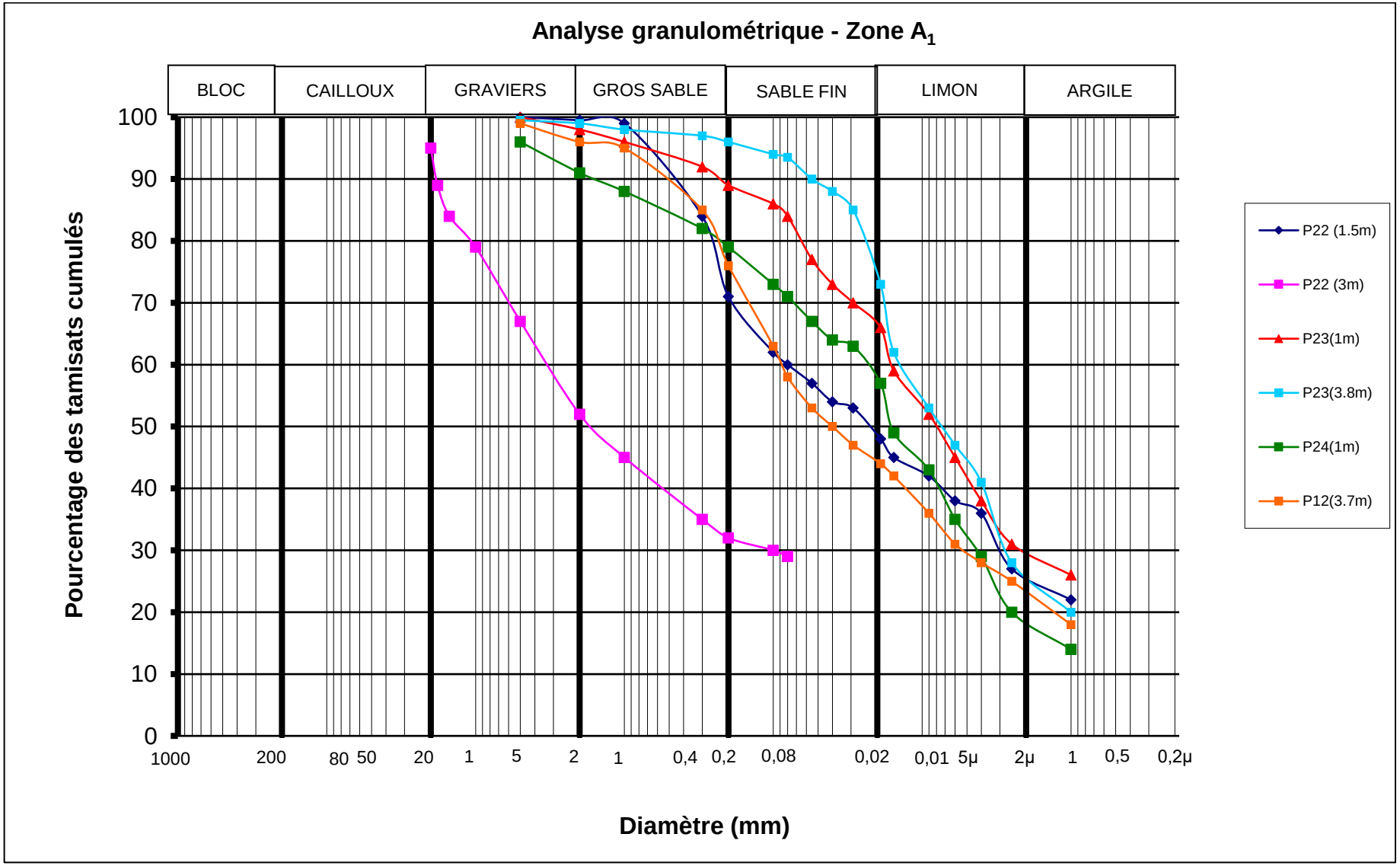
Annexe II.4 : Tableau récapitulatif des résultats des essais de laboratoire (valeurs moyennes).

Types de matériaux	Zone d`emprunt	Teneur en eau mat et limites d`Atterberg			PROCTOR NORMAL		Oédometrie			Pérmeab.	Cisaillement à la boite				Analyses chimiques	
											UU		CU			
		Wnat	WL	Ip	WOPM	γd max	Pc	Cc	Cg	K	φ	c	φ`	c`	Matières organiques	Carbonates
		%	%	%	%	g/cm3	bar	%	%	cm/s	(o)	bar	(o)	bar	%	%
Matériaux argileux	Zone A	20,16	55,07	26,99	16,3	1,70	2,82	15,66	4,82	7,13x10-9	24,28	1,31	22,78	0,53	0,29	11,61
	Zone A1	22,05	56,36	30,69	14,6	1,78	-	-	-	-	26,88	1,42	10,38	0,14	0,24	traces
	Zone B2	21,2	42,39	20,46	14,25	1,82	1,33	8,33	2,59	1,99x10-8	33,82	0,73	-	-	-	-
Alluvions grossières	Zone B2	18,7	-	-	10,2*	2,01*	-	-	-	2,88x10-7	-	-	-	-	-	-

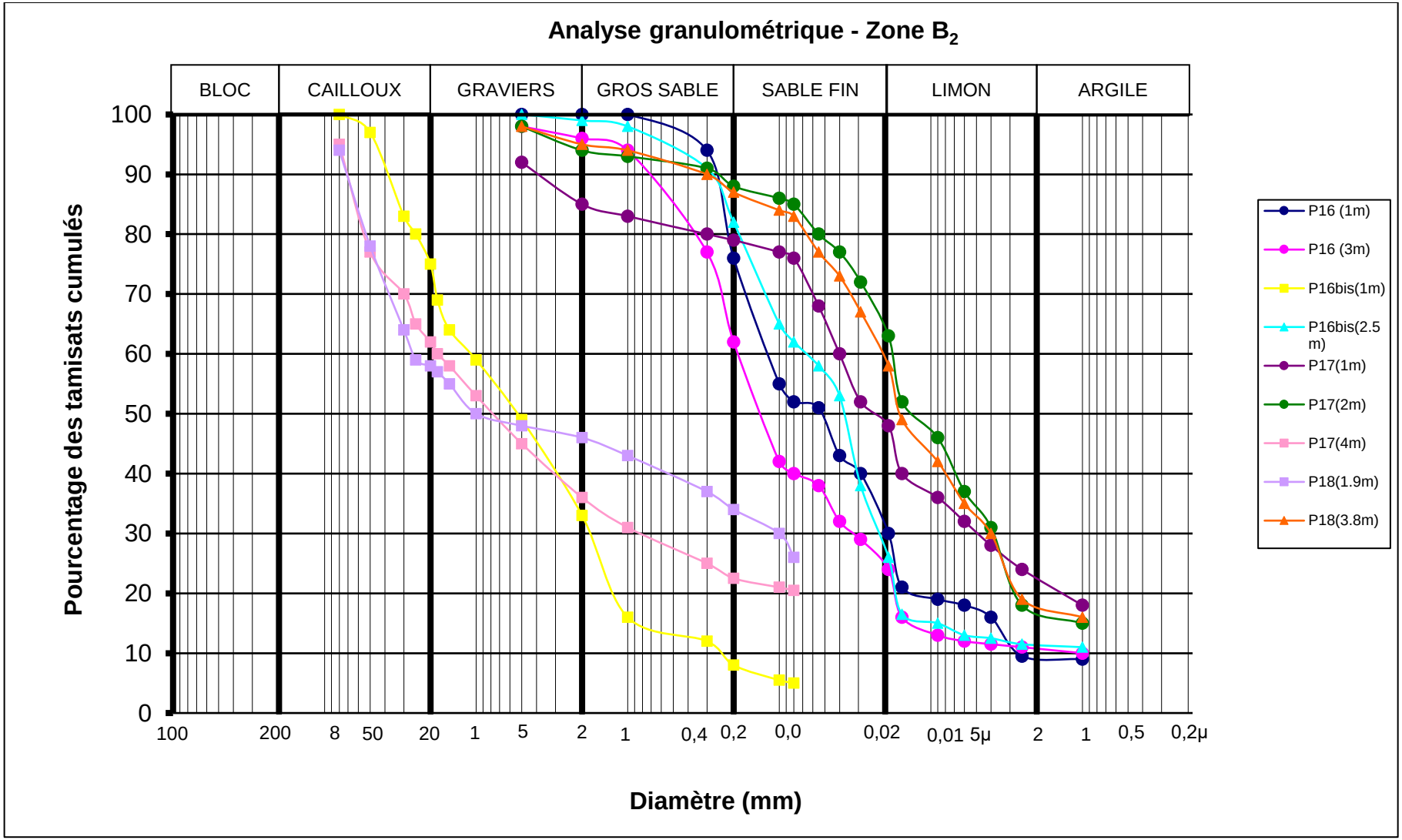
Annexe II.5 : Analyse granulométrique (Zone A).



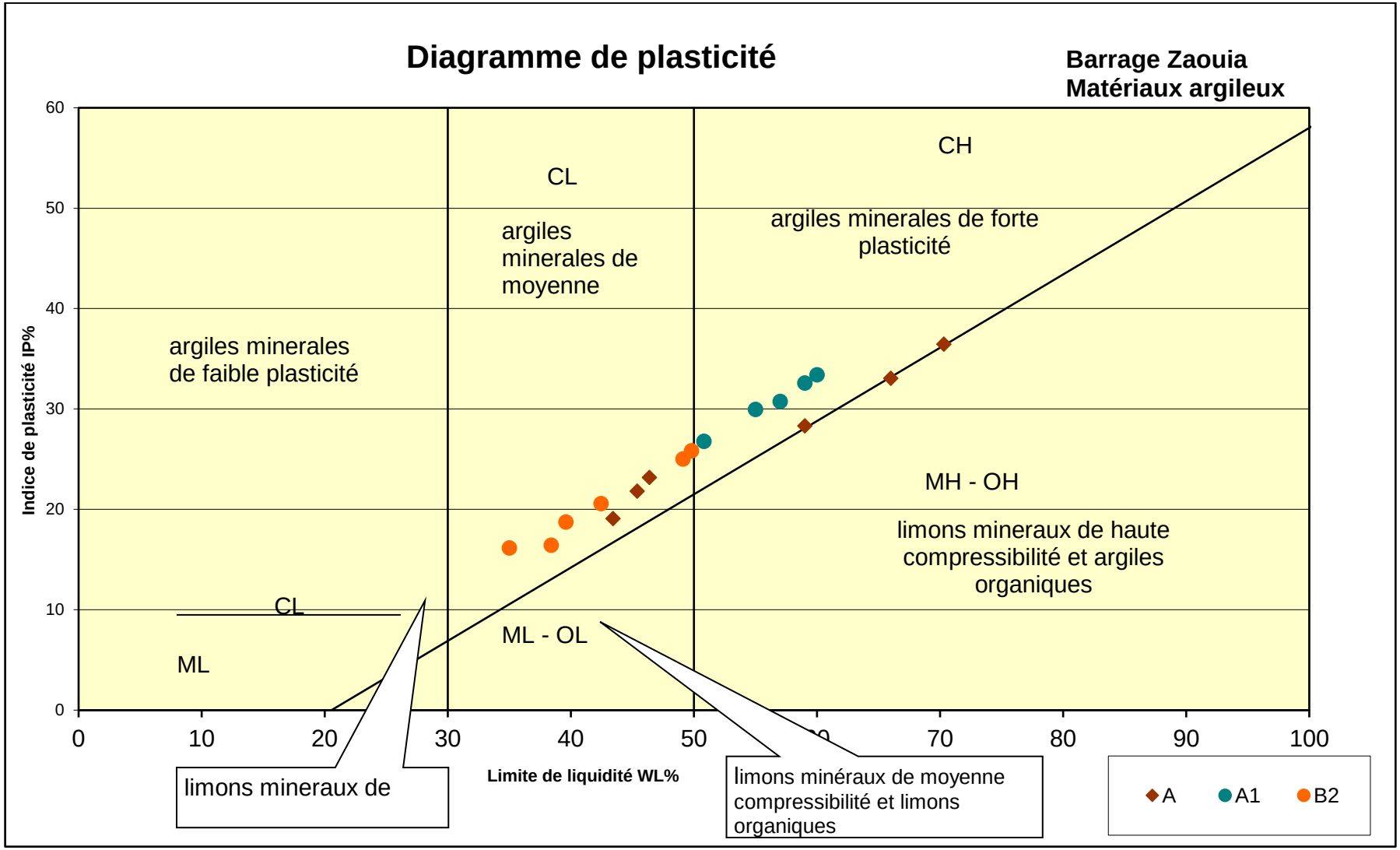
Annexe II.6 : Analyse granulométrique (Zone A_1).



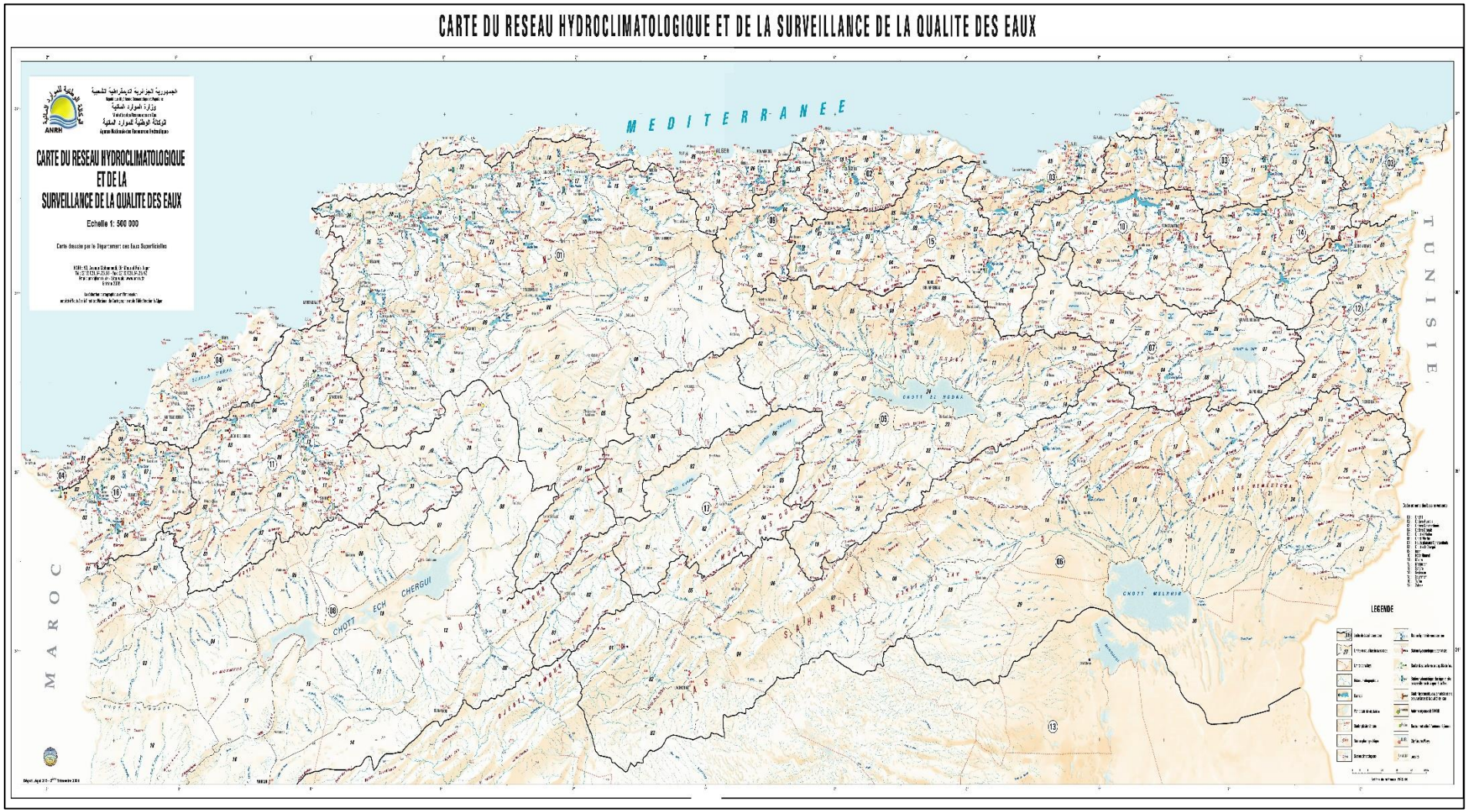
Annexe II.7 : Analyse granulométrique (Zone B_2).



Annexe II.8 : Diagramme de plasticité (zones A, A_1 et B_2).



Annexe III.1 : Carte du réseau hydroclimatologique et de la surveillance de la qualité des eaux



Annexe III.2 : La série pluviométrique de la station de MAKOUDA 02.18.05 (1968-2018) ANRH.

Annéé	sept	oct	nov	dec	janv	fév	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
1968	0	0	111.7	98.2	116.7	180.5	0	25.2	3.3	210.1	0	0	745.7
1969	236.8	311.1	576.2	401.7	52.4	0	0	62.4	72.8	36	0	0	1749.4
1970	0	0	0	0	47	5	7.2	0.3	0	0	1.2	0.4	61.1
1971	326.3	81.3	78.9	35.1	78.5	62	51	154.4	145.9	23.6	5.3	19.3	1061.6
1972	101.4	22.6	4.5	334.7	254.1	274.4	87.3	29.1	0	18.6	0	2.2	1128.9
1973	66.6	35.3	36	202.1	10.5	268.5	226.8	18.6	0	5.6	0.7	0	870.7
1974	10.8	82.9	82.6	10.9	98	131	169.7	28.5	55.3	36.2	0	32.6	738.5
1975	34.9	38	246.2	76.1	75.3	249.2	81.4	48.8	80.5	14.5	52.8	0	997.7
1976	17.5	67.4	129.6	138.4	105.5	9.5	3.9	44.1	18.9	2.6	0.5	4.6	542.5
1977	3.2	4	17.8	6	55.1	16.9	87.9	81.3	0	5.4	0	0	277.6
1978	8	126	100.8	43.5	83.8	235.4	116.7	70.5	10.6	0	0	7.7	803
1979	67	125.7	214.1	62.7	127	75.2	171.1	181.1	13.4	0	0	0	1037.3
1980	0	62.1	102.9	410.1	74	87.8	85.3	90	37.4	0	0	31.4	981
1981	3.5	59.9	49.8	147.6	223.2	164.6	62.5	17	32	4.5	0	4.9	769.5
1982	90.5	76.5	274	213.2	8.7	66.9	66.9	29.2	16.5	0	0	18.5	860.9
1983	11.3	36.6	96.1	104.8	181.8	190.9	64.4	44.5	120.4	12.2	0	0	863
1984	25.6	124.8	31.7	199.6	107.1	73.7	339.4	14.9	85	0	0.6	0	1002.4
1985	73.1	62.4	175.8	83.3	106.7	81.4	223.7	43.8	1.3	12.8	5.1	0.3	869.7
1986	22.6	70.3	127.6	268	162.6	218.5	54.9	14.1	7.3	11.9	0	4	961.8
1987	39.5	26.2	92.3	46.2	41.3	56	91	60.3	20.5	26.7	21.1	0	521.1
1988	37.9	6	93.8	268.2	70	33.1	41.3	82.5	1	13.2	0.5	13.3	660.8
1989	42.4	25.2	48.5	75.5	96.2	0	45	74.4	84.5	4	29.4	0	525.1
1990	1.2	50.3	45.9	267.9	125.4	171	97.4	46.2	10	1.8	0	14.8	831.9
1991	3.7	159.6	41.4	17.4	191.2	98.1	91.1	163.9	58.2	24.4	4.3	0	853.3
1992	6.2	82.9	101.1	269.6	53.5	104.7	27.4	120.4	37.4	0	0	7.1	810.3
1993	54.2	34.4	49.9	113.2	126.6	70.4	0	68	5	0	0	7.2	528.9
1994	79	70.1	24.1	129.5	353.5	69.6	136.2	32.9	3	16.4	0	29.3	943.6
1995	15.9	20.3	20.8	61	157.2	261.8	62.4	144.8	46.6	20.6	6	7.8	825.2
1996	34.2	89.1	58.7	65.7	64.9	17.2	20.7	93.3	17.1	4.1	1.7	10.9	477.6
1997	61.9	135.1	129.9	112.5	60.3	149.2	83.9	83.8	202	1	0	1.8	1021.4

Suite annexe III.2 :

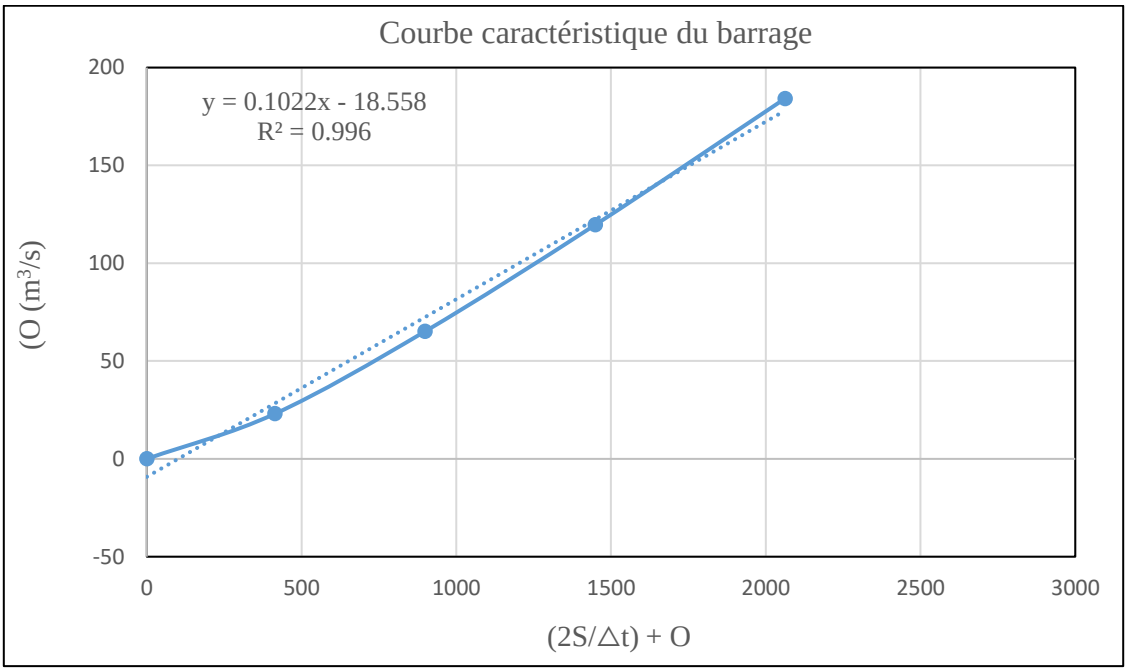
1998	38.4	51.8	147.8	121.1	132.4	136.6	64.6	20.7	31.4	0	0	0	744.8
1999	22.7	21.5	172.8	263.4	27.5	3.8	7.1	37.5	43.8	5.2	0.4	1.1	606.8
2000	16.6	31.2	73.6	39.8	308.8	76.1	21.1	39.9	34.4	0	0	23.5	665
2001	26.1	1.1	90.9	88.1	92.4	48.4	53.2	44.8	19.1	0.3	16.1	11.6	492.1
2002	25	56	202.5	260.1	325.8	73.3	54.9	238.5	29.9	0	0	0	1266
2003	35	65.3	54.2	145.9	177.4	35.4	59.7	115.2	108.5	2.8	0	2.6	802
2004	33.3	27.8	153.8	273.2	183.7	171.9	78.7	62.4	6.1	0	0	0.8	991.7
2005	30.9	49.8	77.7	142.4	168.5	221.1	29.5	20.7	62.9	1.8	2.7	2.2	810.2
2006	32.5	32.6	4.5	175.2	12.8	45.4	285.1	213.9	18.5	8.9	4.2	1.4	835
2007	53.7	274.7	147.1	91	13.6	38.5	128.6	51.2	134.1	15.8	6.1	1.1	955.5
2008	53.2	66	216.4	138.3	298.3	58.5	99.8	194.3	58	2.8	0.2	12.1	1197.9
2009	124.7	51.6	124.2	135.9	97.4	77.7	93.7	76.6	75.8	45.7	0	22.5	925.8
2010	40	137.5	123.6	80.8	107.1	219.5	89.8	104.4	158.7	47.5	4.1	0.2	1113.2
2011	10.3	49.1	137.4	108.5	99.5	296.9	93.8	170.9	48.9	0.2	0.2	8.2	1023.9
2012	12.4	66.9	75.9	37.8	187.9	219.8	114.6	93.4	135.8	4.4	1.3	30.7	980.9
2013	23	36.3	193.7	95.7	110.7	120.9	243.5	8.9	22.5	63.9	2.2	0.9	922.2
2014	17.7	27.9	68.7	371.3	226.5	213.1	95.3	1.7	22.5	17.3	4.2	1.9	1068.1
2015	30.6	88.4	105.6	0	77.8	82.4	234.1	88.8	101.1	1.7	0.7	0	811.2
2016	33.2	18.9	68.3	95.4	284.2	49.3	41.5	33.4	6.3	44.7	0.8	4.7	680.7
2017	31.2	21.4	155.4	143.9	51	131.3	184.8	133	58.6	55.3	0.4	2.6	968.9
2018	45.9	202.6	141.4	18.9	224	63.1	96.2	86.5	76.8	7.3	0.3	3.4	966.4

Annexe III.3 : Calcul du laminage des crues par la méthode de Muskingam pour les différentes largeurs sélectionnées.

Calcul de la courbe caractéristique pour B = 30 m :

Cote (m)	H (m)	A (Km^2)	S (m^3)	O (m^3/s)	(2S/Δt) + O
80.14	0	1.311	0	0	0
80.64	0.5	1.405	702736	23.021	413.43
81.14	1	1.5	1500372	65.113	898.653
81.64	1.5	1.595	2392908	119.62	1449.013
82.14	2	1.69	3380344	184.167	2062.136
82.64	2.5	1.785	4462680	257.381	2736.648
83.14	3	1.88	5639916	338.336	3471.623
83.66	3.52	1.979	6964911.4	430.012	4299.407

Courbe caractéristique pour B = 30 m :



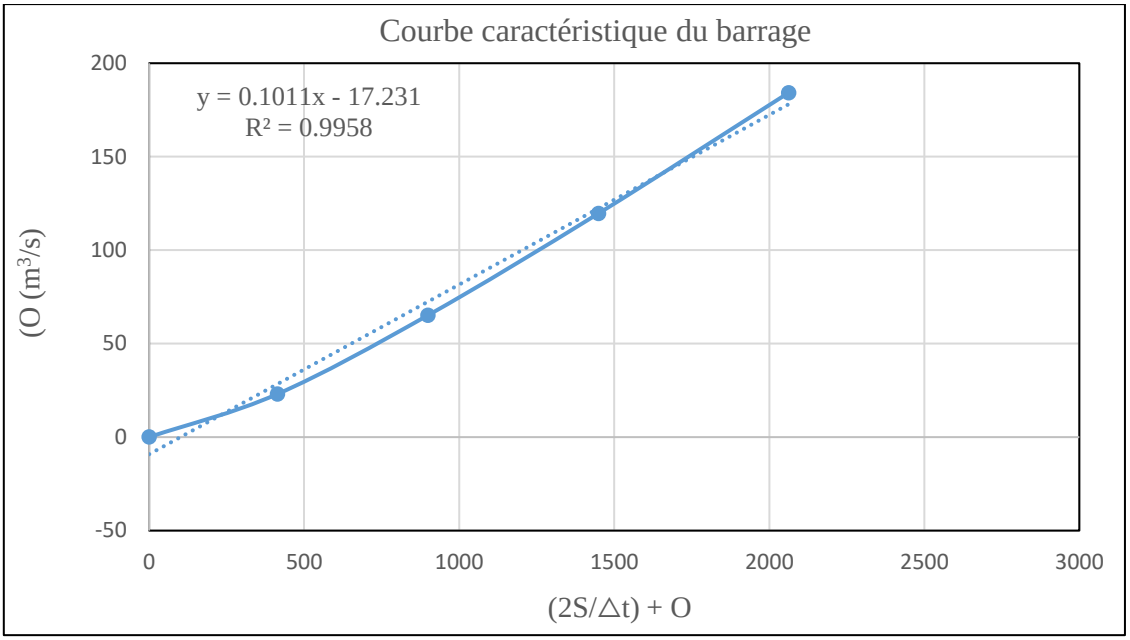
Calcul de l'hydrogramme de crue laminé pour B = 30 m :

T(h)	I (m^3/s)	I1+I2 (m^3/s)	2S/Δt +O	2S/Δt +O – 2O	O (m^3/s)
0	**0**	0.00	0.00	0.00	0.00
1	27.39	27.39	27.39	25.53	0.93
2	109.58	136.97	162.50	148.62	6.94
3	246.55	356.13	504.75	438.69	33.03
3.97	**431.76**	678.31	1117.00	925.80	95.60
5	353.08	784.84	1710.64	1398.10	156.27
6	286.44	639.52	2037.62	1658.24	189.69
7	228.77	515.21	2173.45	1766.31	203.57
8	179.41	408.18	2174.49	1767.14	**203.68**
9	137.71	317.12	2084.26	1695.35	194.45
10	103.04	240.75	1936.10	1577.48	179.31
11	74.73	177.77	1755.25	1433.59	160.83
12	52.16	126.89	1560.48	1278.63	140.92
13	34.65	86.81	1365.44	1123.46	120.99
14	21.59	56.24	1179.70	975.68	102.01
15	12.3	33.89	1009.57	840.33	84.62
16	6.15	18.45	858.78	720.36	69.21
17	2.5	8.65	729.01	617.11	55.95
18	0.68	3.18	620.29	530.62	44.84
19	0.07	0.75	531.37	459.87	35.75
19.85	0	0.07	459.94	403.04	28.45

Calcul de la courbe caractéristique pour B = 35 m :

Cote (m)	H (m)	A (Km^2)	S (m^3)	O (m^3/s)	(2S/Δt) + O
80.14	0	1.311	0	0	0
80.64	0.5	1.405	702736	23.021	413.43
81.14	1	1.5	1500372	65.113	898.653
81.64	1.5	1.595	2392908	119.62	1449.013
82.14	2	1.69	3380344	184.167	2062.136
82.64	2.5	1.785	4462680	257.381	2736.648
83.14	3	1.88	5639916	338.336	3471.623
83.32	3.18	1.914	6086952.5	369.239	3750.879

Courbe caractéristique pour B = 35 m :



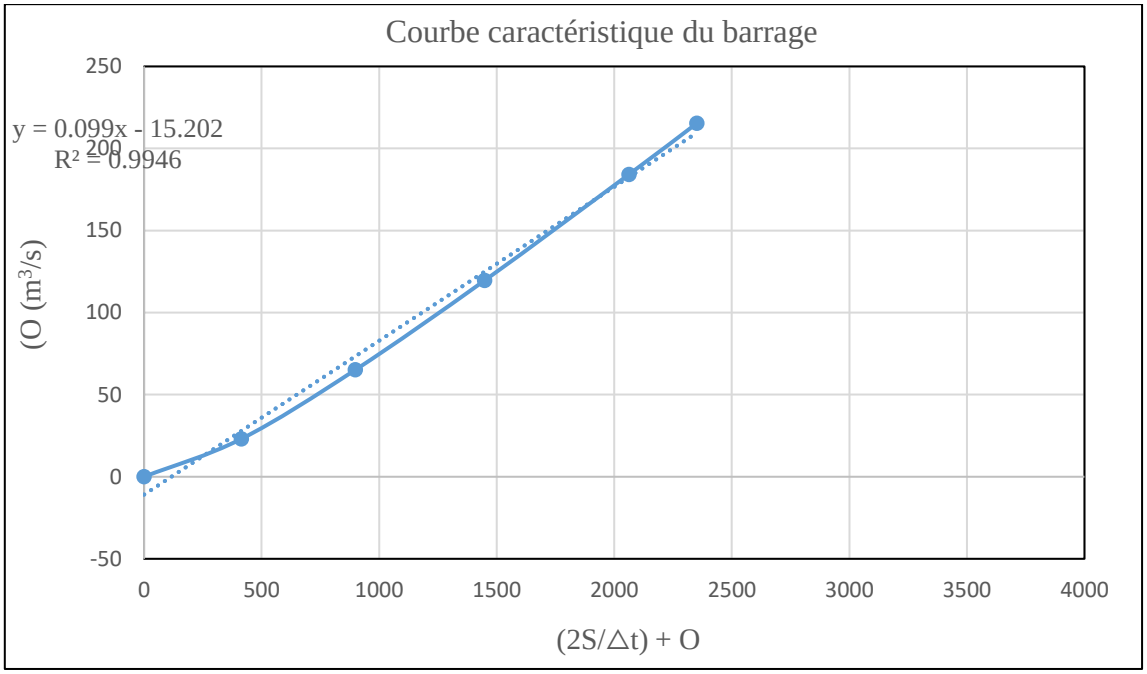
Calcul de l'hydrogramme de crue laminé pour B = 35 m :

T(h)	I (m^3/s)	I1+I2 (m^3/s)	2S/Δt +O	2S/Δt +O – 2O	O (m^3/s)
0	**0**	0.00	0.00	0.00	0.00
1	27.39	27.39	27.39	25.13	1.13
2	109.58	136.97	162.10	147.48	7.31
3	246.55	356.13	503.61	426.34	38.63
3.97	**431.76**	678.31	1104.65	887.94	108.35
5	353.08	784.84	1672.78	1324.27	174.26
6	286.44	639.52	1963.79	1547.76	208.01
7	228.77	515.21	2062.97	1623.93	**219.52**
8	179.41	408.18	2032.11	1600.23	215.94
9	137.71	317.12	1917.35	1512.10	202.63
10	103.04	240.75	1752.85	1385.76	183.55
11	74.73	177.77	1563.53	1240.36	161.58
12	52.16	126.89	1367.25	1089.62	138.82
13	34.65	86.81	1176.43	943.07	116.68
14	21.59	56.24	999.31	807.04	96.13
15	12.3	33.89	840.93	685.40	77.76
16	6.15	18.45	703.85	580.13	61.86
17	2.5	8.65	588.78	491.75	48.51
18	0.68	3.18	494.93	419.68	37.63
19	0.07	0.75	420.43	362.46	28.98
19.85	0	0.07	362.53	317.99	22.27

Calcul de la courbe caractéristique pour B = 40 m :

Cote (m)	H (m)	A (Km^2)	S (m^3)	O (m^3/s)	(2S/Δt) + O
80.14	0	1.311	0	0	0
80.64	0.5	1.405	702736	23.021	413.43
81.14	1	1.5	1500372	65.113	898.653
81.64	1.5	1.595	2392908	119.62	1449.013
82.14	2	1.69	3380344	184.167	2062.136
82.64	2.5	1.785	4462680	257.381	2736.648
83.05	2.91	1.863	5421009.9	323.226	3334.898

Courbe caractéristique pour B = 40 m :



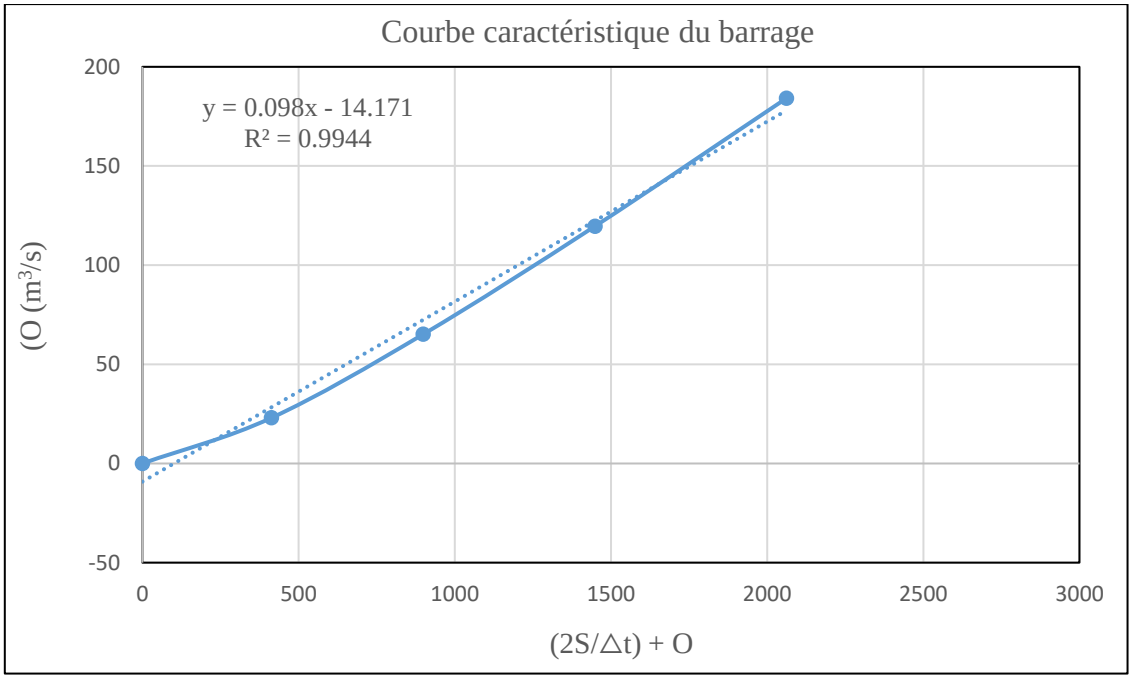
Calcul de l'hydrogramme de crue laminé pour B = 40 m :

T(h)	I (m^3/s)	I1+I2 (m^3/s)	2S/Δt +O	2S/Δt +O – 2O	O (m^3/s)
0	**0**	0.00	0.00	0.00	0.00
1	27.39	27.39	27.39	24.53	1.43
2	109.58	136.97	161.50	145.76	7.87
3	246.55	356.13	501.89	412.82	44.53
3.97	**431.76**	678.31	1091.13	851.34	119.90
5	353.08	784.84	1636.18	1256.96	189.61
6	286.44	639.52	1896.48	1450.68	222.90
7	228.77	515.21	1965.89	1502.33	**231.78**
8	179.41	408.18	1910.51	1461.12	224.70
9	137.71	317.12	1778.24	1362.68	207.78
10	103.04	240.75	1603.43	1232.59	185.42
11	74.73	177.77	1410.36	1088.90	160.73
12	52.16	126.89	1215.79	944.11	135.84
13	34.65	86.81	1030.92	806.53	112.20
14	21.59	56.24	862.77	681.39	90.69
15	12.3	33.89	715.28	571.63	71.83
16	6.15	18.45	590.08	478.45	55.81
17	2.5	8.65	487.10	401.82	42.64
18	0.68	3.18	405.00	340.71	32.14
19	0.07	0.75	341.46	293.43	24.02
19.85	0	0.07	293.50	257.74	17.88

Calcul de la courbe caractéristique pour B = 45 m :

Cote (m)	H (m)	A (Km^2)	S (m^3)	O (m^3/s)	(2S/Δt) + O
80.14	0	1.311	0	0	0
80.64	0.5	1.405	702736	23.021	413.43
81.14	1	1.5	1500372	65.113	898.653
81.64	1.5	1.595	2392908	119.62	1449.013
82.14	2	1.69	3380344	184.167	2062.136
82.64	2.5	1.785	4462680	257.381	2736.648
82.83	2.69	1.821	4898850.5	287.273	3008.857

Courbe caractéristique pour B = 45 m :



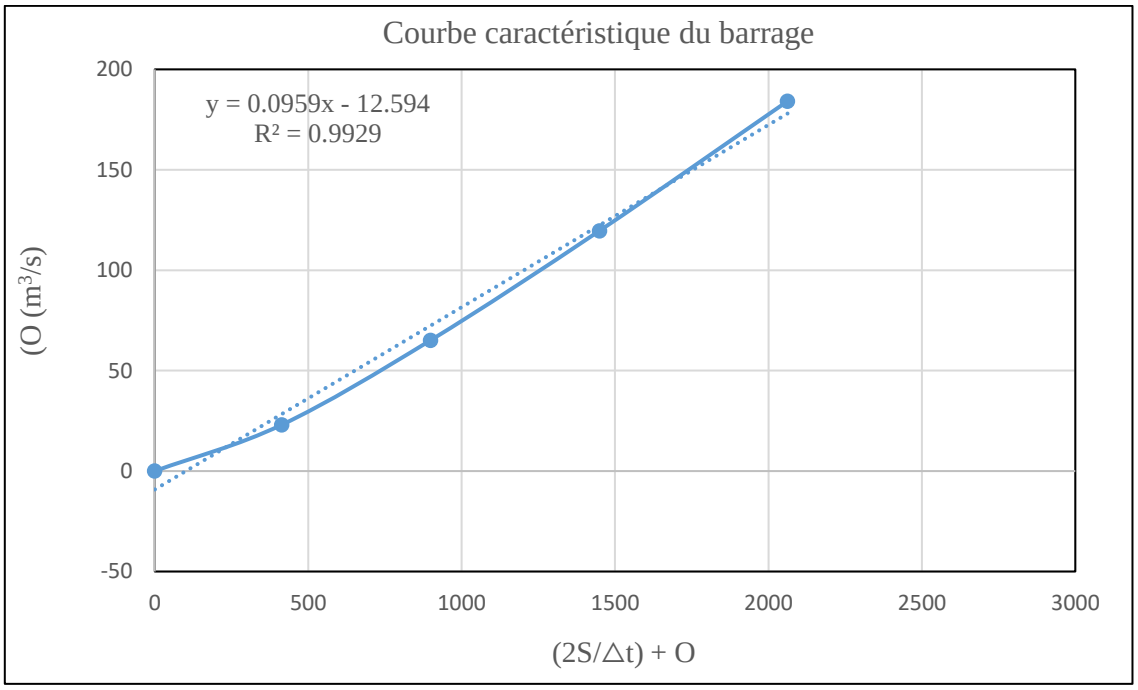
Calcul de l'hydrogramme de crue laminé pour B = 45 m :

T(h)	I (m^3/s)	I1+I2 (m^3/s)	2S/Δt +O	2S/Δt +O – 2O	O (m^3/s)
0	**0**	0.00	0.00	0.00	0.00
1	27.39	27.39	27.39	23.87	1.76
2	109.58	136.97	160.84	144.62	8.11
3	246.55	356.13	500.75	400.98	49.89
3.97	**431.76**	678.31	1079.29	817.29	131.00
5	353.08	784.84	1602.13	1193.53	204.30
6	286.44	639.52	1833.05	1359.70	236.68
7	228.77	515.21	1874.91	1389.82	**242.54**
8	179.41	408.18	1798.00	1334.48	231.76
9	137.71	317.12	1651.60	1229.12	211.24
10	103.04	240.75	1469.87	1098.36	185.76
11	74.73	177.77	1276.13	958.94	158.60
12	52.16	126.89	1085.83	822.00	131.92
13	34.65	86.81	908.81	694.61	107.10
14	21.59	56.24	750.85	580.95	84.95
15	12.3	33.89	614.84	483.08	65.88
16	6.15	18.45	501.53	401.53	50.00
17	2.5	8.65	410.18	335.80	37.19
18	0.68	3.18	338.98	284.57	27.21
19	0.07	0.75	285.32	245.95	19.68
19.85	0	0.07	246.02	217.67	14.17

Calcul de la courbe caractéristique pour B = 50 m :

Cote (m)	H (m)	A (Km^2)	S (m^3)	O (m^3/s)	(2S/Δt) + O
80.14	0	1.311	0	0	0
80.64	0.5	1.405	702736	23.021	413.43
81.14	1	1.5	1500372	65.113	898.653
81.64	1.5	1.595	2392908	119.62	1449.013
82.14	2	1.69	3380344	184.167	2062.136
82.65	2.51	1.787	4485294.7	258.927	2750.757

Courbe caractéristique pour B = 50 m :



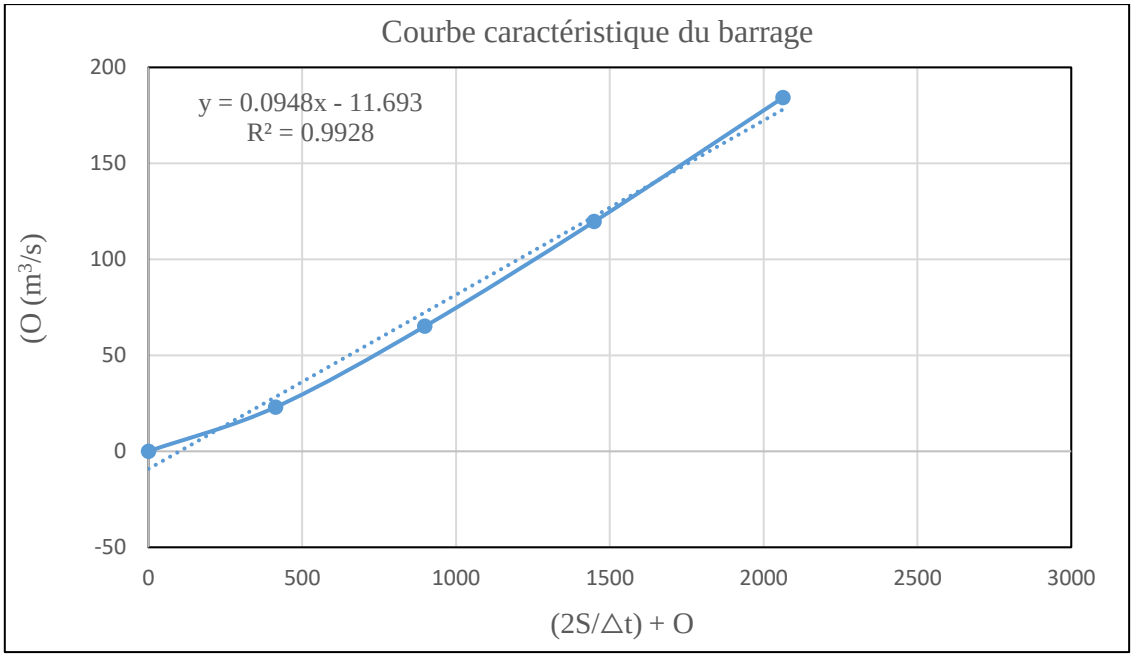
Calcul de l'hydrogramme de crue laminé pour B = 50 m :

T(h)	I (m^3/s)	I1+I2 (m^3/s)	2S/Δt +O	2S/Δt +O – 2O	O (m^3/s)
0	**0**	0.00	0.00	0.00	0.00
1	27.39	27.39	27.39	23.45	1.97
2	109.58	136.97	160.42	143.04	8.69
3	246.55	356.13	499.17	388.74	55.22
3.97	**431.76**	678.31	1067.05	785.91	140.57
5	353.08	784.84	1570.75	1138.20	216.27
6	286.44	639.52	1777.72	1282.96	247.38
7	228.77	515.21	1798.17	1297.26	**250.46**
8	179.41	408.18	1705.44	1232.40	236.52
9	137.71	317.12	1549.52	1123.35	213.08
10	103.04	240.75	1364.10	993.67	185.22
11	74.73	177.77	1171.44	858.92	156.26
12	52.16	126.89	985.81	729.10	128.36
13	34.65	86.81	815.91	610.26	102.82
14	21.59	56.24	666.50	505.77	80.37
15	12.3	33.89	539.66	417.06	61.30
16	6.15	18.45	435.51	344.21	45.65
17	2.5	8.65	352.86	286.41	33.23
18	0.68	3.18	289.59	242.16	23.72
19	0.07	0.75	242.91	209.51	16.70
19.85	0	0.07	209.58	186.20	11.69

Calcul de la courbe caractéristique pour B = 55 m :

Cote (m)	H (m)	A (Km^2)	S (m^3)	O (m^3/s)	(2S/Δt) + O
80.14	0	1.311	0	0	0
80.64	0.5	1.405	702736	23.021	413.43
81.14	1	1.5	1500372	65.113	898.653
81.64	1.5	1.595	2392908	119.62	1449.013
82.14	2	1.69	3380344	184.167	2062.136
82.5	2.36	1.759	4150060	236.067	2541.656

Courbe caractéristique pour B = 55 m :



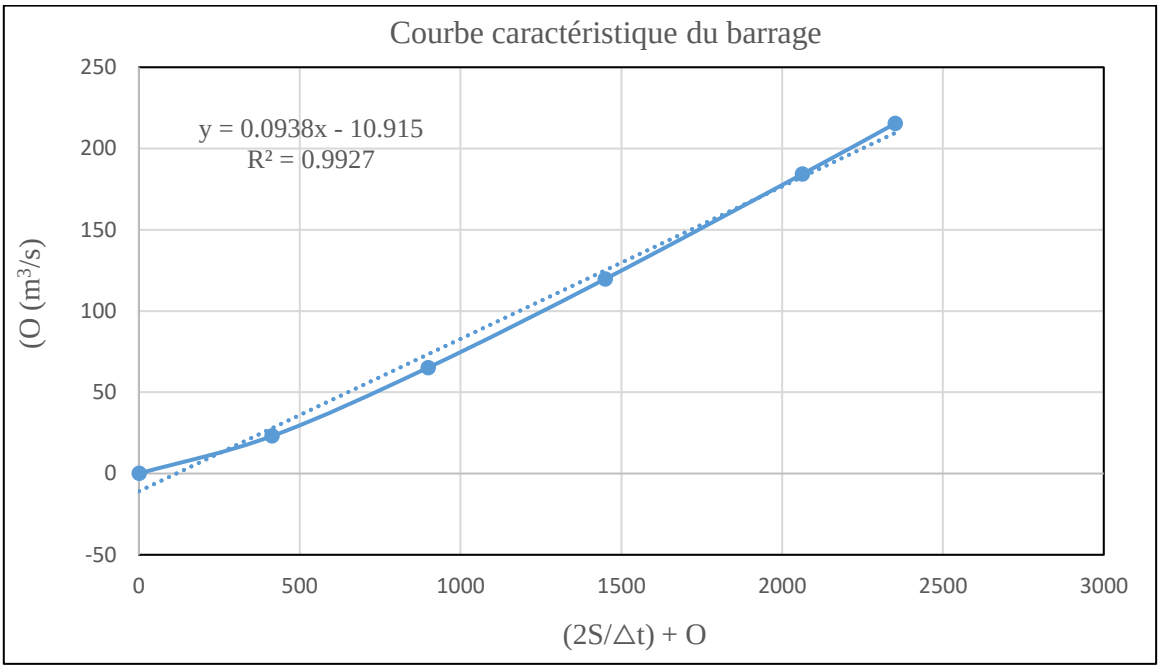
Calcul de l'hydrogramme de crue laminé pour B = 55 m :

T(h)	I (m^3/s)	I1+I2 (m^3/s)	2S/Δt +O	2S/Δt +O – 2O	O (m^3/s)
0	**0**	0.00	0.00	0.00	0.00
1	27.39	27.39	27.39	22.73	2.33
2	109.58	136.97	159.70	141.24	9.23
3	246.55	356.13	497.37	377.06	60.16
3.97	**431.76**	678.31	1055.37	755.27	150.05
5	353.08	784.84	1540.11	1083.83	228.14
6	286.44	639.52	1723.35	1208.03	**257.66**
7	228.77	515.21	1723.24	1207.95	257.64
8	179.41	408.18	1616.13	1135.36	240.39
9	137.71	317.12	1452.48	1024.43	214.02
10	103.04	240.75	1265.18	897.48	183.85
11	74.73	177.77	1075.25	768.75	153.25
12	52.16	126.89	895.64	647.01	124.32
13	34.65	86.81	733.82	537.32	98.25
14	21.59	56.24	593.56	442.26	75.65
15	12.3	33.89	476.15	362.68	56.74
16	6.15	18.45	381.13	298.27	41.43
17	2.5	8.65	306.92	247.97	29.47
18	0.68	3.18	251.15	210.17	20.49
19	0.07	0.75	210.92	182.91	14.01
19.85	0	0.07	182.98	163.96	9.51

Calcul de la courbe caractéristique pour B = 60 m :

Cote (m)	H (m)	A (Km^2)	S (m^3)	O (m^3/s)	(2S/Δt) + O
80.14	0	1.311	0	0	0
80.64	0.5	1.405	702736	23.021	413.43
81.14	1	1.5	1500372	65.113	898.653
81.64	1.5	1.595	2392908	119.62	1449.013
82.14	2	1.69	3380344	184.167	2062.136
82.36	2.22	1.732	3844880.2	215.375	2351.42

Courbe caractéristique pour B = 60 m :



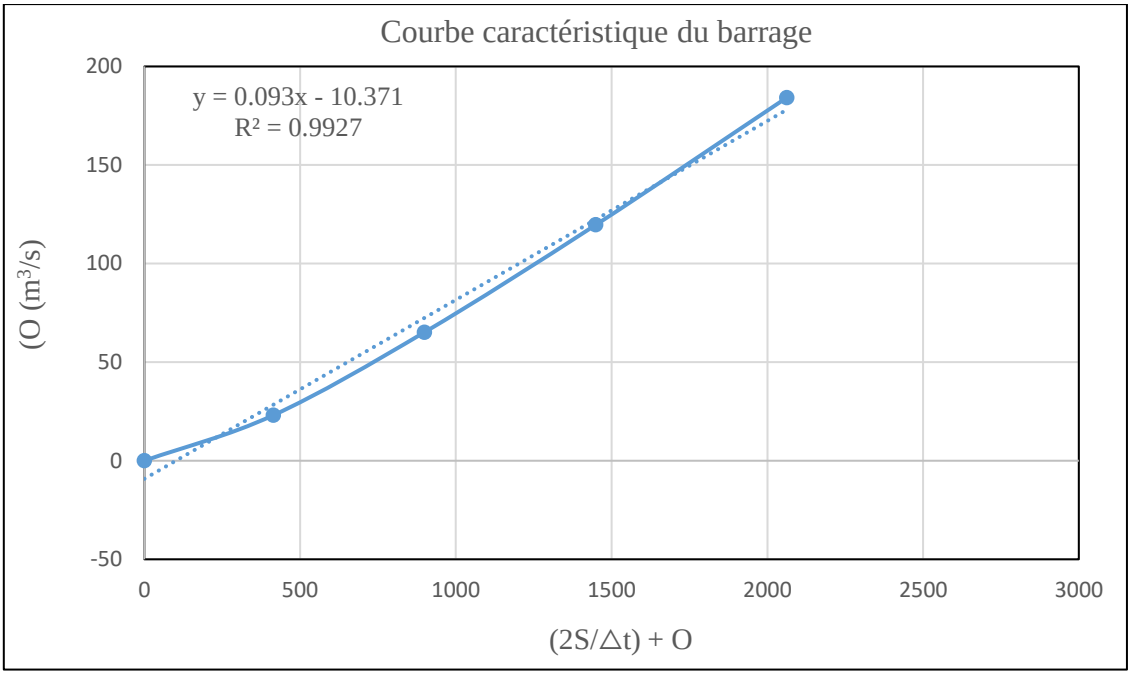
Calcul de l'hydrogramme de crue laminé pour B = 60 m :

T(h)	I (m^3/s)	I1+I2 (m^3/s)	2S/Δt +O	2S/Δt +O – 2O	O (m^3/s)
0	**0**	0.00	0.00	0.00	0.00
1	27.39	27.39	27.39	22.25	2.57
2	109.58	136.97	159.22	139.66	9.78
3	246.55	356.13	495.79	365.81	64.99
3.97	**431.76**	678.31	1044.12	725.95	159.08
5	353.08	784.84	1510.79	1032.46	239.17
6	286.44	639.52	1671.98	1138.33	**266.83**
7	228.77	515.21	1653.54	1126.21	263.66
8	179.41	408.18	1534.39	1047.96	243.22
9	137.71	317.12	1365.08	936.76	214.16
10	103.04	240.75	1177.51	813.56	181.97
11	74.73	177.77	991.33	691.28	150.03
12	52.16	126.89	818.17	577.54	120.31
13	34.65	86.81	664.35	476.52	93.92
14	21.59	56.24	532.76	390.09	71.34
15	12.3	33.89	423.98	318.64	52.67
16	6.15	18.45	337.09	261.57	37.76
17	2.5	8.65	270.22	217.65	26.28
18	0.68	3.18	220.83	185.22	17.81
19	0.07	0.75	185.97	162.31	11.83
19.85	0	0.07	162.38	146.83	7.78

Calcul de la courbe caractéristique pour B = 65 m :

Cote (m)	H (m)	A (Km^2)	S (m^3)	O (m^3/s)	(2S/Δt) + O
80.14	0	1.311	0	0	0
80.64	0.5	1.405	702736	23.021	413.43
81.14	1	1.5	1500372	65.113	898.653
81.64	1.5	1.595	2392908	119.62	1449.013
82.14	2	1.69	3380344	184.167	2062.136
82.25	2.11	1.711	3610315.5	199.568	2205.299

Courbe caractéristique pour B = 65 m :



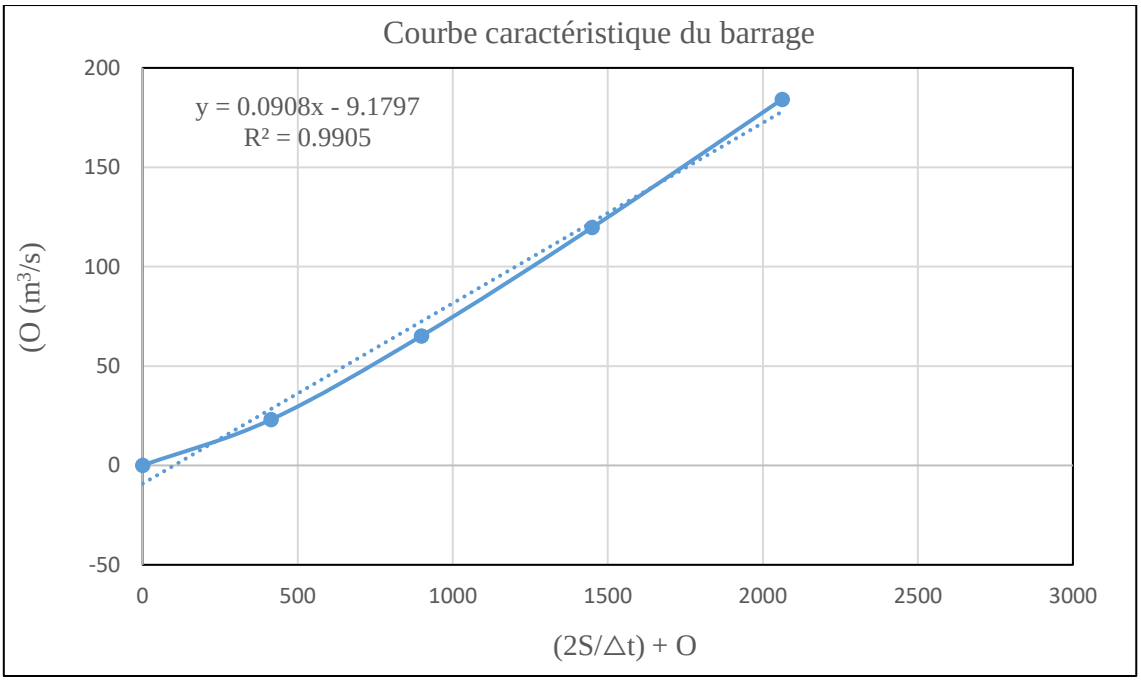
Calcul de l'hydrogramme de crue laminé pour B = 65 m :

T(h)	I (m^3/s)	I1+I2 (m^3/s)	2S/Δt +O	2S/Δt +O – 2O	O (m^3/s)
0	**0**	0.00	0.00	0.00	0.00
1	27.39	27.39	27.39	21.63	2.88
2	109.58	136.97	158.60	138.32	10.14
3	246.55	356.13	494.45	355.42	69.52
3.97	**431.76**	678.31	1033.73	698.51	167.61
5	353.08	784.84	1483.35	984.55	249.40
6	286.44	639.52	1624.07	1074.08	**274.99**
7	228.77	515.21	1589.29	1051.96	268.67
8	179.41	408.18	1460.14	969.79	245.17
9	137.71	317.12	1286.91	859.58	213.66
10	103.04	240.75	1100.33	740.88	179.73
11	74.73	177.77	918.65	625.29	146.68
12	52.16	126.89	752.18	519.39	116.40
13	34.65	86.81	606.20	426.51	89.84
14	21.59	56.24	482.75	347.97	67.39
15	12.3	33.89	381.86	283.79	49.04
16	6.15	18.45	302.24	233.13	34.55
17	2.5	8.65	241.78	194.67	23.56
18	0.68	3.18	197.85	166.72	15.56
19	0.07	0.75	167.47	147.39	10.04
19.85	0	0.07	147.46	134.66	6.40

Calcul de la courbe caractéristique pour B = 70 m :

Cote (m)	H (m)	A (Km^2)	S (m^3)	O (m^3/s)	(2S/Δt) + O
80.14	0	1.311	0	0	0
80.64	0.5	1.405	702736	23.021	413.43
81.14	1	1.5	1500372	65.113	898.653
81.64	1.5	1.595	2392908	119.62	1449.013
82.14	2	1.69	3380344	184.167	2062.136

Courbe caractéristique pour B = 70 m :



Calcul de l'hydrogramme de crue laminé pour B= 70 m :

T(h)	I (m^3/s)	I1+I2 (m^3/s)	2S/Δt +O	2S/Δt +O – 2O	O (m^3/s)
0	**0**	0.00	0.00	0.00	0.00
1	27.39	27.39	27.39	21.07	3.16
2	109.58	136.97	158.04	137.18	10.43
3	246.55	356.13	493.31	345.33	73.99
3.97	**431.76**	678.31	1023.64	675.08	174.28
5	353.08	784.84	1459.92	946.37	256.78
6	286.44	639.52	1585.89	1024.69	**280.60**
7	228.77	515.21	1539.90	996.10	271.90
8	179.41	408.18	1404.28	911.76	246.26
9	137.71	317.12	1228.88	802.71	213.09
10	103.04	240.75	1043.46	687.41	178.02
11	74.73	177.77	865.18	576.55	144.31
12	52.16	126.89	703.44	475.99	113.73
13	34.65	86.81	562.80	388.53	87.13
14	21.59	56.24	444.77	315.15	64.81
15	12.3	33.89	349.04	255.62	46.71
16	6.15	18.45	274.07	209.00	32.53
17	2.5	8.65	217.65	173.92	21.86
18	0.68	3.18	177.10	148.71	14.20
19	0.07	0.75	149.46	131.52	8.97
19.85	0	0.07	131.59	120.41	5.59

Récapitulatif de l'hydrogramme de crue laminé pour différentes largeurs :

T (H)	I (m^3/s)	I1+I2 (m^3/s)	O (m^3/s)									
			B=25	**B=30**	**B=35**	**B=40**	**B=45**	**B=50**	**B=55**	**B=60**	**B=65**	**B=70**
0	**0**	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	27.39	27.39	0.72	0.93	1.13	1.43	1.76	1.97	2.33	2.57	2.88	3.16
2	109.58	136.97	6.43	6.94	7.31	7.87	8.11	8.69	9.23	9.78	10.14	10.43
3	246.55	356.13	26.91	33.03	38.63	44.53	49.89	55.22	60.16	64.99	69.52	73.99
3.97	**431.76**	678.31	81.93	95.6	108.35	119.9	131	140.57	150.05	159.08	167.61	174.28
5	353.08	784.84	136.63	156.27	174.26	189.61	204.3	216.27	228.14	239.17	249.4	256.78
6	286.44	639.52	168.9	189.69	208.01	222.9	236.68	247.38	**257.66**	**266.83**	**274.99**	**280.6**
7	228.77	515.21	184.53	203.57	**219.52**	**231.78**	**242.54**	**250.46**	257.64	263.66	268.67	271.9
8	179.41	408.18	**187.98**	**203.68**	215.94	224.7	231.76	236.52	240.39	243.22	245.17	246.26
9	137.71	317.12	182.79	194.45	202.63	207.78	211.24	213.08	214.02	214.16	213.66	213.09
10	103.04	240.75	171.8	179.31	183.55	185.42	185.76	185.22	183.85	181.97	179.73	178.02
11	74.73	177.77	157.19	160.83	161.58	160.73	158.6	156.26	153.25	150.03	146.68	144.31
12	52.16	126.89	140.67	140.92	138.82	135.84	131.92	128.36	124.32	120.31	116.4	113.73
13	34.65	86.81	123.53	120.99	116.68	112.2	107.1	102.82	98.25	93.92	89.84	87.13
14	21.59	56.24	106.72	102.01	96.13	90.69	84.95	80.37	75.65	71.34	67.39	64.81
15	12.3	33.89	90.9	84.62	77.76	71.83	65.88	61.3	56.74	52.67	49.04	46.71
16	6.15	18.45	76.51	69.21	61.86	55.81	50	45.65	41.43	37.76	34.55	32.53
17	2.5	8.65	63.79	55.95	48.51	42.64	37.19	33.23	29.47	26.28	23.56	21.86
18	0.68	3.18	52.83	44.84	37.63	32.14	27.21	23.72	20.49	17.81	15.56	14.2
19	0.07	0.75	43.59	35.75	28.98	24.02	19.68	16.7	14.01	11.83	10.04	8.97
19.85	0	0.07	35.91	28.45	22.27	17.88	14.17	11.69	9.51	7.78	6.4	5.59

Annexe III.4 : Calcul du volume de la digue pour différentes largeurs.

Volume de la digue pour B = 30 m :

Coupe	Cote (m)	H_i (m)	B_i (m)	S_i (m^2)	S_{moy} (m^2)	L_i (m)	V_i (m^3)
1	85.26	0.00	6.80	0.00	15.98	7.30	116.68
2	83.00	2.26	21.49	31.97	78.83	5.90	465.08
3	80.00	5.26	40.99	125.69	268.79	6.10	1639.61
4	75.00	10.26	73.49	411.89	636.24	5.70	3626.56
5	70.00	15.26	105.99	860.59	1166.19	5.00	5830.94
6	58.00	20.26	138.49	1471.79	1166.19	12.50	14577.35
7	70.00	15.26	105.99	860.59	636.24	8.30	5280.77
8	75.00	10.26	73.49	411.89	268.79	6.70	1800.88
9	80.00	5.26	40.99	125.69	78.83	5.40	425.67
10	83.00	2.26	21.49	31.97	15.98	4.20	67.13
11	85.26	0.00	6.80	0.00	0.00	1.50	0.00
						Total	33830.66

Volume de la digue pour B = 35 m :

Coupe	Cote (m)	H_i (m)	B_i (m)	S_i (m^2)	S_{moy} (m^2)	L_i (m)	V_i (m^3)
1	84.92	0.00	6.80	0.00	23.78	6.70	159.29
2	83.00	1.92	19.31	25.12	62.56	5.90	369.10
3	80.00	4.92	38.81	112.32	206.22	6.10	1257.94
4	75.00	9.92	71.31	387.39	499.86	5.70	2849.17
5	70.00	14.92	103.81	825.96	1206.18	5.00	6030.88
6	58.00	19.92	136.31	1425.03	1125.50	12.50	14068.69
7	70.00	14.92	103.81	825.96	626.00	8.30	5195.76
8	75.00	9.92	71.31	387.39	206.22	6.10	1257.94
9	80.00	4.92	38.81	112.32	62.56	5.90	369.10
10	83.00	1.92	19.31	25.12	23.78	4.20	99.86
11	84.92	0.00	6.80	0.00	0.00	1.50	0.00
						Total	31657.73

Volume de la digue pour B = 40 m :

Coupe	Cote (m)	H_i (m)	B_i (m)	S_i (m^2)	S_{moy} (m^2)	L_i (m)	V_i (m^3)
1	84.66	0.00	6.80	0.00	10.10	5.70	57.54
2	83.00	1.66	17.57	20.19	61.17	4.20	256.92
3	80.00	4.66	37.07	102.15	235.45	5.00	1177.27
4	75.00	9.66	69.57	368.75	583.31	4.10	2391.56
5	70.00	14.66	102.07	797.86	1093.66	3.20	3499.71
6	58.00	19.66	134.57	1389.46	1093.66	12.50	13670.73
7	70.00	14.66	102.07	797.86	583.31	8.30	4841.44
8	75.00	9.66	69.57	368.75	235.45	6.70	1577.54
9	80.00	4.66	37.07	102.15	61.17	5.40	330.33
10	83.00	1.66	17.57	20.19	10.10	4.20	42.40
11	84.66	0.00	6.80	0.00	0.00	1.50	0.00
						Total	27845.44

Volume de la digue pour B = 45 m :

Coupe	Cote (m)	H_i (m)	B_i (m)	S_i (m^2)	S_{moy} (m^2)	L_i (m)	V_i (m^3)
1	84.44	4.20	0.00	6.80	0.00	8.26	34.68
2	83.00	3.20	1.44	16.15	16.52	55.37	177.19
3	80.00	5.00	4.44	35.65	94.23	223.98	1119.92
4	75.00	4.10	9.44	68.15	353.74	564.75	2315.48
5	70.00	3.20	14.44	100.65	775.76	1068.02	3417.66
6	58.00	12.50	19.44	133.15	1360.28	1068.02	13350.24
7	70.00	8.30	14.44	100.65	775.76	564.75	4687.44
8	75.00	6.70	9.44	68.15	353.74	223.98	1500.70
9	80.00	5.40	4.44	35.65	94.23	55.37	299.00
10	83.00	4.20	1.44	16.15	16.52	8.26	34.68
11	84.44	1.50	0.00	6.80	0.00	0.00	0.00
						Total	26936.99

Volume de la digue pour B = 50 m :

Coupe	Cote (m)	H_i (m)	B_i (m)	S_i (m^2)	S_{moy} (m^2)	L_i (m)	V_i (m^3)
1	84.26	0.00	6.80	0.00	6.87	2.50	17.18
2	83.00	1.26	15.00	13.74	50.86	1.80	91.55
3	80.00	4.26	34.50	87.98	214.85	5.00	1074.24
4	75.00	9.26	67.00	341.72	549.83	4.10	2254.31
5	70.00	14.26	99.50	757.95	1047.31	3.20	3351.40
6	58.00	19.26	132.00	1336.68	1047.31	12.50	13091.42
7	70.00	14.26	99.50	757.95	549.83	8.30	4563.60
8	75.00	9.26	67.00	341.72	214.85	6.70	1439.49
9	80.00	4.26	34.50	87.98	50.86	5.40	274.66
10	83.00	1.26	15.00	13.74	6.87	4.20	28.86
11	84.26	0.00	6.80	0.00	0.00	1.50	0.00
						Total	26186.70

Volume de la digue pour B = 55 m :

Coupe	Cote (m)	H_i (m)	B_i (m)	S_i (m^2)	S_{moy} (m^2)	L_i (m)	V_i (m^3)
1	84.11	0.00	6.80	0.00	5.80	1.80	10.44
2	83.00	1.11	14.03	11.59	47.27	1.20	56.73
3	80.00	4.11	33.53	82.95	207.41	5.00	1037.05
4	75.00	9.11	66.03	331.87	537.58	4.10	2204.09
5	70.00	14.11	98.53	743.29	1030.25	3.20	3296.81
6	58.00	19.11	131.04	1317.22	1030.25	12.50	12878.18
7	70.00	14.11	98.53	743.29	537.58	8.30	4461.93
8	75.00	9.11	66.03	331.87	207.41	6.70	1389.64
9	80.00	4.11	33.53	82.95	47.27	5.40	255.26
10	83.00	1.11	14.03	11.59	5.80	4.20	24.35
11	84.11	0.00	6.80	0.00	0.00	1.50	0.00
						Total	25614.46

Volume de la digue pour B = 60 m :

Coupe	Cote (m)	H_i (m)	B_i (m)	S_i (m^2)	S_{moy} (m^2)	L_i (m)	V_i (m^3)
1	83.97	0.00	6.80	0.00	4.85	1.20	5.82
2	83.00	0.97	13.13	9.71	44.03	0.75	33.02
3	80.00	3.97	32.63	78.35	200.55	5.00	1002.76
4	75.00	8.97	65.13	322.75	526.21	4.10	2157.45
5	70.00	13.97	97.63	729.66	1014.36	3.20	3245.96
6	58.00	18.97	130.13	1299.06	1014.36	12.50	12679.52
7	70.00	13.97	97.63	729.66	526.21	8.30	4367.52
8	75.00	8.97	65.13	322.75	200.55	6.70	1343.70
9	80.00	3.97	32.63	78.35	44.03	5.40	237.75
10	83.00	0.97	13.13	9.71	4.85	4.20	20.38
11	83.97	0.00	6.80	0.00	0.00	1.50	0.00
						Total	25093.88

Volume de la digue pour B = 65 m :

Coupe	Cote (m)	H_i (m)	B_i (m)	S_i (m^2)	S_{moy} (m^2)	L_i (m)	V_i (m^3)
1	83.87	0.00	6.80	0.00	4.16	0.75	3.12
2	83.00	0.87	12.43	8.33	41.60	1.20	49.91
3	80.00	3.87	31.93	74.86	195.31	5.00	976.55
4	75.00	8.87	64.43	315.76	517.46	4.10	2121.57
5	70.00	13.87	96.93	719.15	1002.10	3.20	3206.72
6	58.00	18.87	129.43	1285.05	1002.10	12.50	12526.26
7	70.00	13.87	96.93	719.15	517.46	8.30	4294.88
8	75.00	8.87	64.43	315.76	195.31	6.70	1308.58
9	80.00	3.87	31.93	74.86	41.60	5.40	224.61
10	83.00	0.87	12.43	8.33	4.16	4.20	17.49
11	83.87	0.00	6.80	0.00	0.00	1.50	0.00
						Total	24729.70

Volume de la digue pour B = 70 m :

Coupe	Cote (m)	H_i (m)	B_i (m)	S_i (m^2)	S_{moy} (m^2)	L_i (m)	V_i (m^3)
1	83.76	0.00	6.80	0.00	3.51	1.50	5.26
2	83.00	0.76	11.72	7.01	39.22	1.20	47.06
3	80.00	3.76	31.22	71.42	190.10	5.00	950.49
4	75.00	8.76	63.72	308.77	508.70	4.10	2085.67
5	70.00	13.76	96.22	708.63	989.80	3.20	3167.37
6	58.00	18.76	128.72	1270.98	989.80	12.50	12372.53
7	70.00	13.76	96.22	708.63	508.70	8.30	4222.21
8	75.00	8.76	63.72	308.77	190.10	6.70	1273.66
9	80.00	3.76	31.22	71.42	39.22	5.40	211.77
10	83.00	0.76	11.72	7.01	3.51	4.20	14.72
11	83.76	0.00	6.80	0.00	0.00	1.50	0.00
						Total	24350.73