République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة

فرنسـيس جانســون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson

Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Ouvrages Hydraulique

Thème

Approche intégrée pour la faisabilité, la conception et l'auscultation intelligente de barrage avec une approche HSM : cas du barrage de Bouzina

Présenté par :

Labed Lokman

Encadrés par :

M. LEFKIR Abdelouahab

Mme. LARBI Selma

Promotion 2025/2026

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

DÉDICACE

Je dédie ce travail,

À mes très chers parents, pour leur amour inconditionnel, leurs sacrifices, leur soutien indéfectible et leurs encouragements constants tout au long de mon parcours académique. Merci d'avoir toujours cru en moi, même dans les moments de doute, et de m'avoir donné la force et la motivation nécessaires pour avancer. Ce travail est avant tout le fruit de vos efforts et de votre confiance.

À mes chers frères, Oussama, Ali et Khaled, pour leur présence rassurante, leur soutien précieux et tous les moments partagés. Merci d'avoir toujours été à mes côtés.

À mes chères sœurs, pour leur affection, leur bienveillance et leurs encouragements tout au long de cette aventure.

À mes chers amis d'enfance et de toujours, **Hamza, Youcef, Abdo et Rouji.** Merci pour votre amitié sincère, votre fidélité et tous les souvenirs que nous avons construits ensemble. Votre présence dans ma vie a toujours été une source de joie, de confiance et de motivation.

À ma deuxième famille, mes amis de l'ENSTP, **Kader, Billel , Jhouny , Hafid** et toutes l'équipe avec qui j'ai partagé des années riches en apprentissages, en défis et en souvenirs inoubliables.

Une mention spéciale à la **D2 Crew : Nassim, Oussam, Mounsif et Yacine**. Merci pour les moments de rire, les séances de révision, les périodes difficiles surmontées ensemble et tous les souvenirs qui resteront gravés à jamais.

À toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à ma réussite et à l'aboutissement de ce travail.

Je leur exprime ma profonde gratitude et leur dédie ce mémoire.

Remerciements

Tout d’abord j’exprime toute ma gratitude et sincère dévouement à ALLAH Tout puissant qui m’a donné la volonté et la force d'arriver à ce stade dans mes études.

Je tiens à remercier chaleureusement mon encadreur M.LEFKIR ABDELOUAHAB , et Coencadreur Mme LARBI SELMA, et M.BERMAD , et M.ANEHITI pour avoir répondu à toutes mes questions et m’avoir guidé pour accomplir ce présent travail avec patience et force d’explication.

Je tiens à remercier chaleureusement tous mes enseignants, pour leur aide, partage de connaissance et motivation durant les trois années académiques, qui m’ont gardé sur le droit chemin afin de réaliser ce travail professionnel.

Mes sincères remercîments vont à tous les élèves ingénieur de l'ENSTP. Également mes remerciements sont exprimés ：Au corps professoral et administratif de l'E.N.S.T.P, membre de jury qui nous ont enrichi de connaissances et de savoir, ainsi aux responsables de la bibliothèque, du centre de calcul et de l'administration qui nous ont beaucoup facilités le travail.

A vous aussi, Monsieur l'examinateur qui est chargé de nous évaluer, je vous remercie par anticipation de me faire bénéficier de votre capital de savoir-faire à travers les éventuelles critiques constructives que vous portez sur ce rapport d'études.

Je tiens à remercier aussi l’équipe de l’ANBT et la direction de gestion de barrage à la ville du BOUZINA pour m’avoir partagé leur connaissances et expérience.

A tous ceux qui m’ont aidé de près ou de loin dans la réalisation de ce projet de fin d'étude, ma famille et mes amis pour leur soutien .

ملخص

يركز هذا العمل على دراسة وتصميم سد بوزينة، الواقع على نهر بوزينة في ولاية باتنة. بعد تحليل الخصائص الطبوغرافية والهيدرولوجية والجيولوجية والجيوتقنية والزلزالية للموقع، دُرست وقورنت تصميمات سدين : سد خرساني ثقلي ذو خرسانة مدكوكة بالأسطوانات (BCR) وسد قوسي. أُجريت اختبارات استقرار تحت تأثير تركيبات مختلفة من الأحمال الساكنة والزلزالية، وفقًا للتوصيات الدولية المطبقة على السدود الكبيرة. سمحت الدراسة بتقييم السلوك الإنشائي للتصميمين واقتراح الحل الموافق لظروف الموقع. يشمل جزء كبير من هذه الدراسة بناء الهيكل، بما في ذلك تركيب نظام مراقبة وأجهزة قياس ومراقبة تشغيلية. طُبقت طريقة HSM لتحليل النشاط الزلزالي، ومن الضروري مراعاة تمدد السد وتأثيره على سعته التخزينية.

الكلمات المفتاحية: سد، سد أسطواني مضغوط ، سد قوسي، استقرار، نشاط زلزالي، تكوين، طريقة HSM.

RÉSUMÉ

Le présent travail porte sur l'étude et le dimensionnement du barrage de Bouzina situé sur l'oued Bouzina dans la wilaya de Batna. Après l'analyse des caractéristiques topographiques, hydrologiques, géologiques, géotechniques et sismiques du site, deux variantes ont été étudiées et comparées : un barrage poids en béton compacté au rouleau (BCR) et un barrage voûte. Les vérifications de stabilité ont été réalisées sous différentes combinaisons de charges statiques et sismiques conformément aux recommandations internationales applicables aux grands barrages. L'étude a permis d'évaluer le comportement structural des deux variantes et de proposer la solution la plus adaptée aux conditions du site. Une part importante de ce travail est consacrée à l'auscultation de l'ouvrage, incluant la conception du dispositif de surveillance, l'instrumentation et le suivi en exploitation. La méthode HSM a été appliquée pour l'analyse sismique, et une brève mention est faite de l'envasement et de son impact sur la capacité de la retenue.

Mots-clés : Barrage, barrage poids, barrage voûte, BCR, stabilité, sismicité, auscultation, méthode HSM, envasement.

ABSTRACT

This work focuses on the study and design of the Bouzina Dam located on Oued Bouzina in Batna Province, Algeria. After analyzing the topographical, hydrological, geological, geotechnical and seismic characteristics of the site, two alternatives were investigated: a Roller Compacted Concrete (RCC) gravity dam and an arch dam. Stability analyses were carried out under static and seismic loading conditions in accordance with international standards for large dams. The study assessed the structural behavior of both alternatives and identified the most suitable solution for the site conditions. Particular attention was also given to reservoir sedimentation and its impact on long-term storage capacity.

Keywords: Dam, gravity dam, arch dam, RCC, stability, seismic analysis, sedimentation.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GÉNÉRALE.....

CHAPITRE I : GÉNÉRALITÉS SUR LES BARRAGES.....1

I.1. Introduction..... 2

I.2. Définitions et terminologie.....2

I.2.1. Définition générale..... 2

I.2.2. Terminologie courante.....2

I.3. Bref historique des barrages..... 4

I.3.1. Antiquité..... 4

I.3.2. Moyen Âge et période moderne..... 4

I.3.3. Ère contemporaine.....4

I.4. Rôles et fonctions des barrages..... 5

I.4.1. Alimentation en eau potable (AEP).....5

I.4.2. Irrigation agricole..... 5

I.4.3. Production hydroélectrique.....5

I.4.4. Protection contre les crues.....5

I.4.5. Autres fonctions.....5

I.5. Classification des barrages..... 6

I.5.1. Barrages en remblai..... 6

I.5.2. Barrages en béton..... 7

I.5.3. Classification par hauteur..... 9

I.6. Organes et équipements d'un barrage..... 9

I.6.1. Corps du barrage.....10

I.6.2. Évacuateur de crues (déversoir)..... 10

I.6.3. Ouvrages de prise d'eau..... 10

I.6.4. Organes de vidange de fond..... 10

I.6.5. Système de drainage et de surveillance..... 10

I.7. Critères de choix d'un site de barrage..... 11

I.7.1. Critères topographiques.....11

I.7.2. Critères géologiques et géotechniques..... 11

I.7.3. Critères hydrologiques.....11

I.7.4. Critères environnementaux et socio-économiques..... 11

I.8. Sécurité des barrages..... 12

I.9. Conclusion..... 12

CHAPITRE II : PRÉSENTATION DU SITE DE BARRAGE.....14
II.1. Introduction.....15
II.2. Présentation du site de barrage.....15
II.3. Caractéristiques du bassin versant.....17
II.3.1. Caractéristiques géométriques.....17
II.3.2. Caractéristiques topographiques.....18
II.4. Contexte météorologique.....18
II.4.1. Stations de référence et sources des données.....19
II.4.2. Données climatologiques de projet.....19
II.4.3. Données de base — Pluviométrie.....21
II.5. Géologie régionale.....23
II.5.1. Morphologie.....23
II.5.2. Lithologie.....24
II.5.3. Tectonique.....24
II.5.4. Aléa sismique.....25
II.6. Conclusion.....26

CHAPITRE III : SYNTHÈSE DE L'ÉTUDE DE FAISABILITÉ.....28
III.1. Introduction.....29
III.2. Étude géologique et géotechnique.....29
III.2.1. Contexte géomorphologique général.....29
III.2.2. Morphologie au droit de l'axe du barrage.....30
III.2.3. Géométrie de la gorge.....31
III.2.4. Géologie de la cuvette et du site du barrage.....32
III.2.5. Synthèse des essais géotechniques.....33
III.2.6. Synthèse des essais dilatométriques.....34
III.2.7. Synthèse des essais au laboratoire.....35
III.2.8. Matériaux de construction.....40
III.2.9. Perméabilité.....42
III.3. Étude hydrologique et hydraulique.....43
III.3.1. Les précipitations.....44
III.3.2. Les apports liquides.....45
III.3.3. Étude des crues.....48
III.3.4. Débits solides.....53
III.3.5. Régularisation.....55
III.4. Conclusion.....62

CHAPITRE IV : CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT..... 64
IV.1. Introduction.....65
IV.2. Conception géométrique du barrage poids BCR..... 66
IV.2.1. Rappel des conditions géologiques et géotechniques.....66
IV.2.2. Justification du choix du BCR.....67
IV.2.3. Niveaux caractéristiques et cotes de référence..... 68
IV.2.4. Coupe type — Géométrie du corps du barrage..... 69
IV.2.5. Conception et dimensionnementde l'Évacuateur de crues..... 73
IV.2.6. Ouvrages hydrauliques annexes..... 80
IV.3. Dimensionnement et vérification de la stabilité de la variante poid BCR.....86
IV.3.1. Introduction et cadre réglementaire.....86
IV.3.2. Identification et quantification des charges appliquées.....87
IV.3.3. Combinaisons réglementaire des charges.....90
IV.3.4. Calcul analytique..... 91
IV.3.5. Modélisation en EF.....96
IV.3.6. Synthèse générale et vérifications de stabilité.....108
IV.4. Conception géométrique du barrage voûte.....109
IV.4.1. Données réel de site.....109
IV.4.2. Justification de la variante voute à rayon constant..... 112
IV.4.3. Niveaux caractéristique et cotes de référence.....114
IV.4.4. Principes géométrique de la voûte à rayon constant.....114
IV.4.5. pré-dimennsionnement de l'épaisseur.....116
IV.4.6. méthode des arcs indépendants (MAI).....118
IV.4.7. Géométrie des appuis et traitement de la fondation.....120
IV.5. Application numérique et vérifications structurales 122
IV.5.1. Identification et quantification des charges appliquées.....122
IV.5.2. Combinaisons réglementaires des charges..... 123
IV.5.3. Calcul analytique MAI— Combinaison C1..... 124
IV.5.4. Vérification de la stabilité des appuis rocheux.....125
IV.5.5. Spécification du voile d'injection et drainage..... 126
IV.5.6. Vérification sous crue — Combinaison C2.....127
IV.5.7. Stabilité du mur (consoles verticales).....128
IV.5.8. Analyse de sensibilité au drainage.....129
IV.5.9. Synthèse des vérifications.....130
IV.6. Conclusion 131

CHAPITRE V : AUSCULTATION DES BARRAGES.....133

V.1. Introduction.....134

V.2. Bref historique — Catastrophes fondatrices.....134

V.3. Réglementation et normes.....135

V.4. Types de mesures et instruments d'auscultation.....136

V.5. Méthodes d'analyse du comportement des barrages.....143

V.6. Fréquences et programme des mesures.....145

V.7. Application au barrage du Bozina — présentation et instrumentation.....146

V.8. Conclusion.....147

CHAPITRE VI : DISCUSSION GÉNÉRALE ET RECOMMANDATIONS..... 148

VI.1. Introduction.....149

VI.2. Discussion technique des résultats.....149

VI.3. Recommandations relatives à la gestion de l'envasement.....150

VI.4. Conclusion générale.....152

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....157

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : Généralités sur les Barrages

Figure I.1 : Barrage en terre compactée, homogène..... 6
Figure I.2 : Barrage en terre compactée, hétérogène..... 6
Figure I.3 : Barrage poids en terre ou en enrochement.....7
Figure I.4 : Barrage poids en béton.....7
Figure I.5 : Barrage voûte..... 8
Figure I.6 : Barrage contrefort..... 8
Figure I.7 : Ouvrages annexes de barrage — schéma général.....11

CHAPITRE II : Présentation du site de barrage

Figure II.1 : Bassin versant de l'oued Bouzina jusqu'au site du barrage..... 16
Figure II.2 : Carte de la pluviométrie annuelle de la région de Bouzina.....22
Figure II.3 : Précipitations annuelles 1978–2004 — Station ONM de Bouzina..... 23
Figure II.4 : Lithologie de la région de Bouzina.....24

CHAPITRE III : Synthèse de l'étude de faisabilité

Figure III.1 : Vue latérale sur la cuvette..... 30
Figure III.2 : Vue en plan sur la cuvette..... 30
Figure III.3 : Vue latérale au droit de l'axe du barrage..... 44
Figure III.4 : Fonctionnement hydrologique du bassin versant.....48
Figure III.5 : Maxima annuels 1935..... 49
Figure III.6 : Maxima annuels 1969..... 49
Figure III.7 : Hydrogramme de crue — modèle HEC-HMS..... 50
Figure III.8 : Débit max en fonction du temps (hydrogramme SCS)..... 51
Figure III.9 : Bilan d'eau de la retenue / Courbe de volume..... 56
Figure III.10 : Courbe de la surface de la retenue de Bouzina..... 57
Figure III.11 : Évaporation sur le site du barrage — valeurs mensuelles.....57
Figure III.12 : Changement du niveau dans la retenue — simulation CRN 1045 m NGA 58
Figure III.13 : Dépendance du volume régularisé et de la CRN.....62

CHAPITRE IV : Conception et dimensionnement

Figure IV.1 : Coupe en élévation barrage BCR.....69
Figure IV.2 : Coupe transversale sur le corps de barrage BCR..... 70
Figure IV.3 : Coupe longitudinale du corps de barrage BCR.....72
Figure IV.4 : Vue en plan — évacuateur de crue..... 80
Figure IV.5 : Prise d'eau et galerie de vidange.....81
Figure IV.6 : Géométrie du modèle éléments finis (Robot)..... 84
Figure IV.7 : Charges appliquées sur le modèle Robot..... 97
Figure IV.8 : Contrainte normale horizontale σxx.....98
Figure IV.9 : Contrainte normale verticale σyy.....101
Figure IV.10 : Contrainte de cisaillement σxy.....101
Figure IV.11 : Déplacement vertical.....103
Figure IV.12 : Déplacement horizontal..... 103
Figure IV.13 : Coupe en élévation sur le site de barrage voûte.....113
Figure IV.14 : Vue en plan sur le barrage voûte.....115
Figure IV.15 : Coupe transversale de barrage voûte.....117
Figure IV.16 : Arcs et consoles/murs de barrage voûte.....124

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : Généralités sur les Barrages

Tableau I.1 : Terminologie fondamentale des barrages..... 2
Tableau I.2 : Comparaison des différents types de barrages..... 9
Tableau I.3 : Principales causes de rupture de barrages (CIGB / ICOLD)..... 12

CHAPITRE II : Présentation du site de barrage

Tableau II.1 : Températures mensuelles en degrés Celsius (Biskra / Tébessa)..... 20
Tableau II.2 : Insolation et Radiation mensuelles à Biskra.....20
Tableau II.3 : ETP à Tébessa et Biskra (FAO 84 et ANRH)..... 21
Tableau II.4 : Valeurs adoptées d'évapotranspiration — bassin versant de Bouzina.....21
Tableau II.5 : Résultats sur la sismicité de la région.....26

CHAPITRE III : Synthèse de l'étude de faisabilité

Tableau III.1 : Géomorphologie de la cuvette.....29
Tableau III.2 : Dimensions de la gorge.....31
Tableau III.3 : Emplacement des sondages de reconnaissance effectués en 2005.....33
Tableau III.4 : Résultats des essais dynamométriques dans les sondages..... 34
Tableau III.5 : Essais physiques et mécaniques — conglomérats.....35
Tableau III.6 : Essais physiques et mécaniques — argile rouge indurée.....36
Tableau III.7 : Essais sur les échantillons argileux (granulométrie, Atterberg, Rc)..... 37
Tableau III.8 : Résultats détaillés des sondages F07 et F08..... 41
Tableau III.9 : Classification usuelle des essais Lugeon.....41
Tableau III.10 : Récapitulatif des essais Lugeon — site (F01–F04).....42
Tableau III.11 : Récapitulatif des essais Lugeon — cols (F05–F06).....44
Tableau III.12 : Répartition mensuelle des apports liquides moyens..... 45
Tableau III.13 : Récapitulatif — lame écoulée, coefficient d'écoulement, module spécifique48
Tableau III.14 : Récapitulatif des résultats du coefficient de variation (4 formules)..... 49
Tableau III.15 : Débits max et volumes — modèle HEC-HMS..... 53
Tableau III.16 : Débits max et volumes — hydrogramme synthétique SCS.....54
Tableau III.17 : Débits max et volumes de référence adoptés.....55
Tableau III.18 : Répartition mensuelle des besoins en eau.....62
Tableau III.19 : Résultat de la simulation pour les variantes analysées.....64

CHAPITRE IV : Conception et dimensionnement

Tableau IV.1 : Données géotechniques de référence — site de Bouzina..... 69
Tableau IV.2 : Niveaux caractéristiques du barrage BCR..... 71
Tableau IV.3 : Paramètres géométriques de la coupe type..... 72
Tableau IV.4 : Dimensions caractéristiques de la coupe type par cote.....73
Tableau IV.5 : Fractionnement du barrage en 7 plots.....74
Tableau IV.6 : Récapitulatif des dimensions de la dérivation provisoire..... 83
Tableau IV.7 : Dimensions de barrage (modèle Robot)..... 100
Tableau IV.8 : Matériaux de référence (modèle Robot)..... 101
Tableau IV.9 : Cas de charges et leurs valeurs..... 101
Tableau IV.10 : Combinaisons des charges.....102
Tableau IV.11 : Notions des contraintes à extraire.....102
Tableau IV.12 : Tableau des déplacements et valeurs attendues.....105
Tableau IV.13 : Coefficients de sécurité admissibles au glissement..... 109
Tableau IV.14 : Synthèse des résultats de glissement..... 109
Tableau IV.15 : Contraintes admissibles en compression et en traction..... 110
Tableau IV.16 : Contraintes dans les arcs sous C1 (MAI)..... 129
Tableau IV.17 : Vérifications de stabilité au glissement (CFBR 2012)..... 130
Tableau IV.18 : Spécifications du voile d'injection et drainage.....130
Tableau IV.19 : Vérification des contraintes sous C2 (PHE)..... 131
Tableau IV.20 : Vérification de stabilité des consoles (murs) — C1..... 132
Tableau IV.21 : Sensibilité du Fs glissement (RD) au coefficient de drainage..... 133
Tableau IV.22 : Synthèse des vérifications sous toutes les combinaisons..... 134

CHAPITRE V : AUSCULTATION DES BARRAGES

Tableau V.1 : Catastrophes fondatrices ayant accéléré le développement de la réglementation 137
Tableau V.2 : Classification des barrages et niveau d'auscultation requis.....139
Tableau V.3 : Instruments de mesure des charges et conditions extérieures.....140
Tableau V.4 : Instruments de mesure des déplacements internes.....142
Tableau V.5 : Instruments de mesure des pressions interstitielles et sous-pressions.....144
Tableau V.6 : Instruments et moyens de mesure selon le type de barrage 146
Tableau V.7 : Comparaison HSM et algorithmes d'IA pour l'auscultation des barrages.....147
Tableau V.8 : Fréquences indicatives des mesures d'auscultation.....148
Tableau V.9 : Récapitulatif du dispositif d'instrumentation du barrage ANBT.....149

Introduction Générale :

L'eau constitue une ressource stratégique fondamentale, indispensable au développement économique, social et environnemental de toute société. Dans les régions soumises à une forte variabilité climatique et à une distribution irrégulière des précipitations dans le temps et dans l'espace, la mobilisation et la gestion rationnelle des ressources hydriques représentent un enjeu majeur. Les barrages figurent parmi les ouvrages hydrauliques les plus importants, permettant de stocker, réguler et valoriser les eaux de surface afin de répondre aux besoins croissants en alimentation en eau potable, en irrigation agricole, en protection contre les crues et en développement économique.

L'Algérie, confrontée à des conditions climatiques souvent semi-arides à arides, a engagé depuis plusieurs décennies un vaste programme de réalisation d'ouvrages hydrauliques visant à renforcer la sécurité hydrique du pays. Dans ce contexte, l'étude de nouveaux sites de retenue revêt une importance particulière et nécessite une approche multidisciplinaire intégrant les aspects hydrologiques, géologiques, géotechniques, hydrauliques et structuraux.

Le présent projet de fin d'études s'inscrit dans cette démarche et porte sur l'étude du site du barrage de Bouzina. L'objectif principal consiste à analyser les caractéristiques du site, à exploiter les résultats des études de faisabilité existantes et à proposer des solutions de conception adaptées aux conditions naturelles et techniques rencontrées. Une attention particulière est accordée au dimensionnement des ouvrages, à la vérification de leur stabilité et de leur sécurité sous différentes sollicitations, ainsi qu'à la mise en place d'un dispositif d'auscultation permettant d'assurer leur suivi tout au long de leur exploitation.

Pour atteindre ces objectifs, ce mémoire est organisé en six chapitres. Le premier chapitre présente les généralités relatives aux barrages. Le deuxième chapitre est consacré à la présentation du site de Bouzina et à l'analyse de ses caractéristiques géographiques, climatiques, hydrologiques et géologiques. Le troisième chapitre synthétise les résultats des études de faisabilité réalisées sur le site et met en évidence les paramètres déterminants pour le projet. Le quatrième chapitre traite de la conception et du dimensionnement de deux variantes de barrage, à savoir un barrage poids en béton compacté au rouleau (BCR) et un barrage voûte, ainsi que des vérifications de stabilité statique et sismique conformément aux recommandations internationales applicables aux grands barrages. Le cinquième chapitre est dédié à l'auscultation de l'ouvrage, incluant la conception du dispositif de surveillance, l'instrumentation et le suivi en exploitation à travers une approche intelligente de type HSM. Enfin, le sixième chapitre présente une discussion générale des résultats obtenus et formule des recommandations techniques destinées à orienter les phases ultérieures de conception, de réalisation et d'exploitation du barrage.

L'ensemble de cette étude vise à démontrer la faisabilité technique du projet et à identifier la solution la plus adaptée aux conditions du site, tout en respectant les exigences de sécurité, de durabilité et d'efficacité économique, et en proposant un cadre rigoureux de surveillance post-construction.

CHAPITRE I

GÉNÉRALITÉS SUR LES BARRAGES

I.1 Introduction

L'eau est une ressource vitale dont la disponibilité dans le temps et dans l'espace ne coïncide pas toujours avec les besoins humains. Pour répondre à cette inadéquation, l'humanité a développé, depuis des millénaires, des ouvrages hydrauliques destinés à stocker, réguler et distribuer l'eau : les barrages.

Un barrage est un ouvrage artificiel érigé en travers d'un cours d'eau afin de créer une retenue permettant de satisfaire différents usages : alimentation en eau potable, irrigation agricole, production d'énergie hydroélectrique, protection contre les crues, soutien d'étiage ou encore navigation. La conception, la réalisation et l'exploitation d'un barrage constituent un domaine spécifique du génie civil, qui nécessite une approche pluridisciplinaire alliant hydraulique, géotechnique, mécanique des structures et hydrologie.

Ce chapitre présente les généralités relatives aux barrages : définitions, historique, classifications, constituants, terminologie courante ainsi que les principales contraintes de conception et de sécurité.

I.2 Définitions et terminologie

I.2.1 Définition générale

Un barrage est défini comme tout ouvrage transversal permanent établi dans le lit d'un cours d'eau ou d'une vallée, ayant pour effet de former une retenue d'eau en amont. Selon la législation française (Directive 2000/60/CE et décret n° 2007-1735), est considéré comme barrage tout ouvrage dont la hauteur est supérieure ou égale à 2 mètres et dont la capacité de la retenue est supérieure à 50 000 m³. En Algérie, les dispositions réglementaires du Ministère des Ressources en Eau définissent des seuils similaires pour la classification des ouvrages.

I.2.2 Terminologie courante

La maîtrise de la terminologie spécifique aux barrages est indispensable pour tout ingénieur hydraulicien. Les termes fondamentaux sont définis ci-après :

Tableau I.1 : Terminologie fondamentale des barrages.[USBR 1989]

Terme	Définition
Corps du barrage (digue)	Ouvrage principal assurant la retenue de l'eau
Retenue (réservoir)	Volume d'eau accumulé en amont du barrage
Amont / Aval	Côté de la retenue / Côté où l'eau est restituée

Terme	Définition
Crête	Partie supérieure du barrage
Parement	Face visible du barrage (amont ou aval)
Fondation (assise)	Terrain ou roche sur lequel repose l'ouvrage
Bermé	Plateforme horizontale aménagée sur le parement
Batardeau	Ouvrage provisoire permettant de travailler à sec
Galerie de drainage	Tunnel interne permettant la surveillance et le drainage
Rideau d'injection	Voile d'étanchéité réalisé par injections de coulis de ciment
Galerie de visite	Tunnel longitudinal pour inspection et surveillance
Noyau	Zone centrale étanche dans un barrage en remblai
Recharge	Zone perméable encadrant le noyau étanche
Enrochements	Blocs rocheux protégeant les parements contre l'érosion
Cote de retenue normale (NNR)	Niveau d'eau en exploitation courante
Cote de retenue maximale (PHE)	Niveau d'eau maximal admissible en crue
Réserve morte	Volume inaccessible situé sous la prise d'eau basse
Volume utile	Volume entre la réserve morte et le niveau normal
Cote minimale d'exploitation	Niveau plus bas pour faire fonctionner les turbins (limite basse)

I.3 Bref historique des barrages

La construction de barrages est l'une des plus anciennes activités de génie civil de l'humanité. L'histoire témoigne d'une évolution continuelle des techniques constructives, depuis les premiers ouvrages en terre jusqu'aux grandes structures en béton modernes.

I.3.1 Antiquité

Le plus ancien barrage connu est le barrage de Sadd el-Kafara (« barrage des païens »), érigé vers 2600 avant J.-C. en Égypte à environ 30 km au sud du Caire. Il s'agissait d'un barrage en remblai de 14 m de hauteur et 113 m de long, destiné au contrôle des crues. En Mésopotamie et en Perse, de nombreux ouvrages d'irrigation ont été construits dès le IIIe millénaire avant notre ère. L'empire romain a également laissé de remarquables exemples de barrages-poids en maçonnerie, notamment en Espagne et au Proche-Orient.

I.3.2 Moyen Âge et période moderne

Durant le Moyen Âge, les moulins à eau et la nécessité d'alimenter les villes ont conduit à la multiplication des barrages de faible hauteur. La période moderne, marquée par la révolution industrielle, a vu l'essor des grands barrages destinés à l'alimentation en eau des agglomérations urbaines et à la production hydroélectrique.

I.3.3 Ère contemporaine

Le XXe siècle est considéré comme l'âge d'or de la construction des barrages. D'après la Commission Internationale des Grands Barrages (CIGB / ICOLD), plus de 58 000 grands barrages ont été réalisés dans le monde à ce jour, dont environ 22 000 en Chine. En Algérie, le développement des infrastructures hydrauliques s'est accéléré depuis l'indépendance en 1962 ; le pays compte actuellement plus d'une soixantaine de grands barrages en exploitation, avec un programme ambitieux de réalisation de nouveaux ouvrages pour faire face aux besoins croissants en eau potable et en irrigation.

I.4 Rôles et fonctions des barrages

Un barrage peut remplir une ou plusieurs fonctions simultanées, ce qui conduit généralement à la notion de barrage à usages multiples (« multipurpose dam »). Les principales fonctions sont les suivantes :

I.4.1 Alimentation en eau potable (AEP)

La retenue créée par le barrage constitue une réserve d'eau doux permettant d'alimenter les centres urbains et les agglomérations rurales. En Algérie, la majorité des grands centres de population est alimentée à partir de retenues de barrages. La gestion de la qualité de l'eau stockée (traitement, protection des bassins versants) est une préoccupation croissante.

I.4.2 Irrigation agricole

L'irrigation représente historiquement la principale destination des eaux stockées. En zone semi-aride comme dans une grande partie de l'Algérie, les ressources en eau de surface sont concentrées sur des périodes courtes (crues automnales et printanières) et doivent être régulées pour alimenter les périmètres irrigués tout au long de la saison agricole.

I.4.3 Production hydroélectrique

Le potentiel hydroélectrique d'un barrage dépend de la hauteur de chute disponible et du débit turbiné. La puissance installée P est donnée par la relation fondamentale :

$$\mathbf{P = \eta \times \rho \times g \times Q \times H}$$

où : η = rendement de la turbine et de l'alternateur ; ρ = masse volumique de l'eau (1 000 kg/m³) ; g = accélération gravitationnelle (9,81 m/s²) ; Q = débit turbiné (m³/s) ; H = hauteur de chute nette (m).

I.4.4 Protection contre les crues

Un barrage écrêteur de crues (« flood detention dam ») permet d'absorber temporairement tout ou partie d'un hydrogramme de crue, réduisant ainsi les débits de pointe en aval et la vulnérabilité des zones habitées. Cette fonction est souvent combinée avec d'autres usages dans le cadre d'une gestion intégrée des ressources en eau.

I.4.5 Autres fonctions

- Soutien d'étiage : maintien d'un débit minimum en aval pour les besoins écolog-indus ;
- Navigation fluviale : régulation du niveau pour assurer le gabarit requis ;
- Tourisme et loisirs : les plans d'eau créés constituent souvent des pôles d'attractivité ;
- Aquaculture : élevage de poissons dans la retenue ;
- Recharge de nappes phréatiques : infiltration contrôlée vers les aquifères sous-jacents.

I.5 Classification des barrages

Les barrages peuvent être classés selon plusieurs critères : la nature des matériaux constitutifs, le mode de résistance aux efforts hydrauliques, la hauteur de l'ouvrage ou son usage. La classification la plus courante est celle basée sur la nature des matériaux et le mode de fonctionnement structural.

I.5.1 Barrages en remblai (en terre ou en enrochements)

Les barrages en remblai constituent le type le plus répandu dans le monde, représentant plus de 75 % des ouvrages existants. Leur principe repose sur l'utilisation des matériaux locaux (terre, gravier, enrochements), ce qui les rend économiquement attractifs lorsque les gisements sont disponibles à proximité. La stabilité est assurée par la masse et le frottement interne des matériaux. On distingue :

- Le barrage en terre homogène : constitué d'un seul matériau argileux ou limoneux. Il convient aux petites et moyennes retenues.

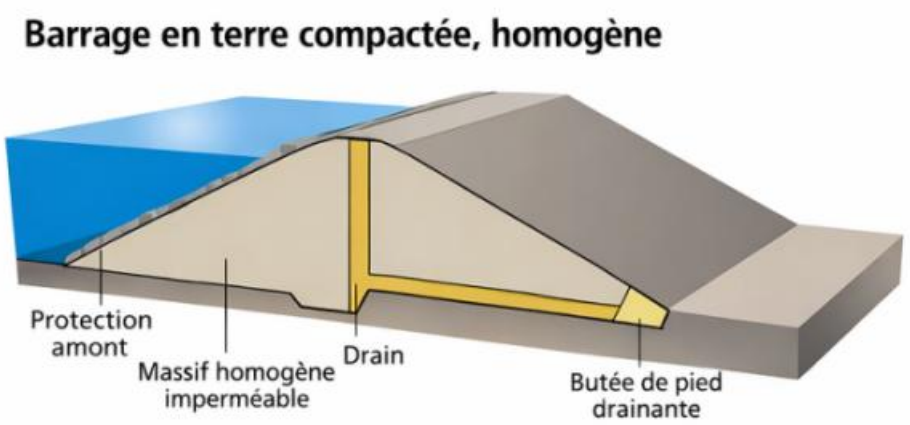


Figure I.1 : Barrage en terre compactée, homogène.[https://www.mementodumaire.net]

- Le barrage en terre zôné : comportant plusieurs zones de matériaux différents (noyau étanche central, recharges amont et aval en matériaux grossiers, enrochements de protection).

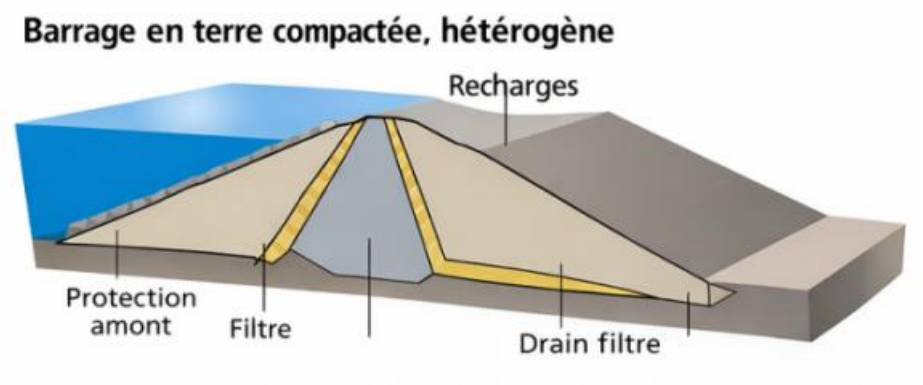


Figure I.2 : Barrage en terre compactée, hétérogène.[https://www.mementodumaire.net]

- Le barrage en enrochements à masque amont : le corps est constitué d'enrochements compacts ; l'étanchéité est assurée par un masque en béton béton de face (CFRD – Concrete Face Rockfill Dam).
- Le barrage en enrochements à noyau central : l'étanchéité est assurée par un noyau argileux ou asphalte inclus dans la masse de remblai.

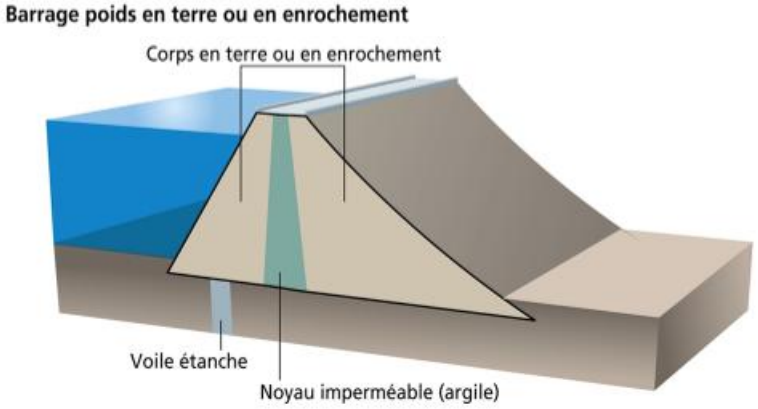


Figure I.3 : Barrage poids en terre ou en enrochement.[https://www.mementodumaire.net]

I.5.2 Barrages en béton

Les barrages en béton se caractérisent par une utilisation du béton comme matériau principal. Selon leur mode de résistance aux poussées de l'eau, on distingue :

a) Barrage-poids

Le barrage-poids résiste aux forces hydrauliques (pression hydrostatique, sous-pressions, forces sismiques) grâce à son propre poids. Il est de forme généralement triangulaire en section transversale, avec un parement amont quasi vertical et un parement aval incliné. Ce type est très stable et permet le déversement sur sa crête.

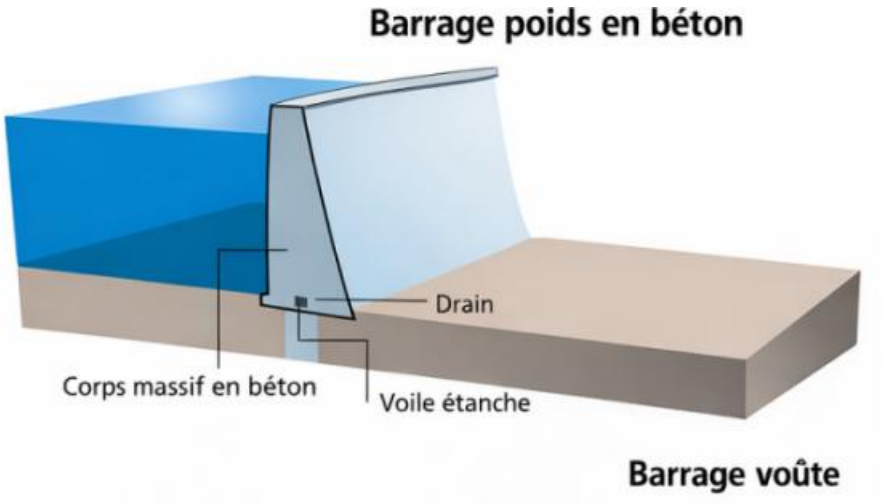


Figure I.4 : Barrage poids en béton.[https://www.mementodumaire.net]

b) Barrage-voûte

Le barrage-voûte utilise la forme arquée en plan pour reporter les charges sur les appuis rocheux des deux rives par effet d'arc horizontal. Il nécessite une géologie des appuis très compétente mais permet des économies importantes de béton (jusqu'à 70 % par rapport au barrage-poids). Il est particulièrement adapté aux vallées étroites et encaissées.

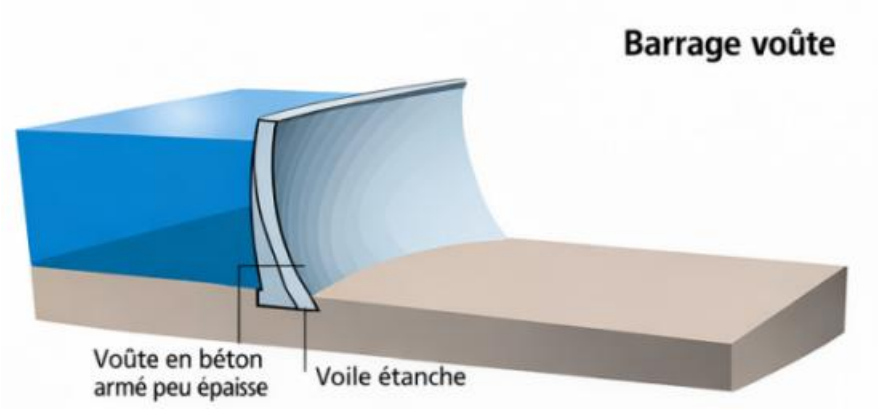


Figure I.5 : Barrage voûte.[https://www.mementodumaire.net]

c) Barrage-contreforts

Le barrage à contreforts est constitué d'une paroi plissante étanche (dalle ou voûte multiple) soutenue par des contreforts espacés régulièrement. Ce type réalise des économies de matériaux mais est plus complexe à réaliser.

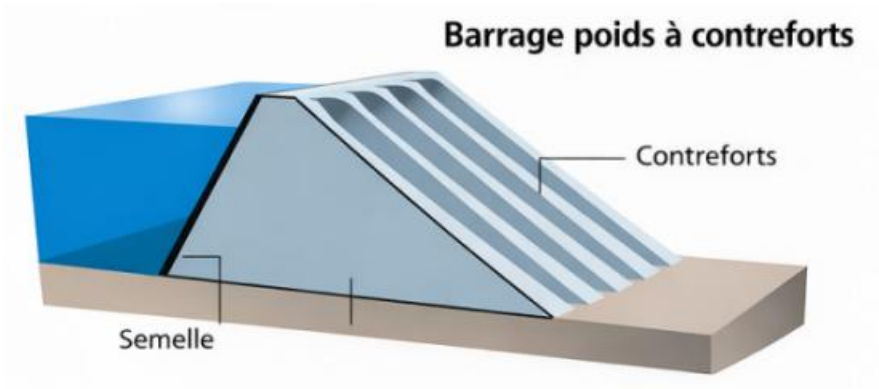


Figure I.6 : Barrage contrefort.[https://www.mementodumaire.net]

d) Barrage en béton compacté au rouleau (BCR)

Le BCR (Roller Compacted Concrete – RCC) est une technique moderne consistant à réaliser un barrage-poids avec un béton à faible teneur en eau compacté par des rouleaux vibrants, à la manière d'un remblai. Il associe la vitesse d'exécution des barrages en remblai et la résistance des barrages en béton.

Tableau I.2 : Comparaison des différents types de barrages.[JANSEN, R.B. Advanced Dam Engineering for Design]

Type de barrage	Principe de stabilité	Matériau principal	Domaine d'emploi
Terre homogène	Masse + frottement	Argile / limon	H < 20 m, sites isolés
Terre zônée	Masse + frottement	Argile + gravier	H quelconque, mat. locaux
Enrochements (CFRD)	Masse + frottement	Enrochements + béton	H > 50 m, zones sismiques
Poids en béton	Poids propre	Béton conventionnel	Larges vallées, H variable
Voûte en béton	Effet d'arc	Béton armé	Vallées étroites, roche saine
Contreforts	Dalle + contreforts	Béton armé	Fondations peu résistantes
BCR / RCC	Poids propre	Béton compacté rouleau	Exécution rapide, grands ouvrages

I.5.3 Classification par hauteur

La Commission Internationale des Grands Barrages (CIGB) définit un « grand barrage » comme tout ouvrage de hauteur égale ou supérieure à 15 mètres, ou entre 5 et 15 mètres si sa capacité de stockage dépasse 3 millions de m³. Sur cette base, la classification habituelle est :

- Petit barrage : $H \leq 10$ m
- Barrage de moyenne hauteur : $10 \text{ m} < H \leq 30$ m
- Grand barrage : $H > 15$ m (critère CIGB)
- Très grand barrage : $H > 150$ m

I.6 Organes et équipements d'un barrage

Un barrage est un système complexe constitué d'un ensemble d'ouvrages complémentaires assurant chacun une fonction spécifique.

I.6.1 Corps du barrage

Le corps du barrage est l'ouvrage principal qui s'oppose à l'écoulement du cours d'eau et crée la retenue. Sa conception dépend du type de barrage (remblai ou béton), de la topographie du site, de la géologie des fondations et des matériaux disponibles localement.

I.6.2 Evacuateur de crues (déversoir)

L'évacuateur de crues est l'organe de sécurité le plus important d'un barrage. Il permet de resti tuer à l'aval les débits en excédent lors des crues, afin d'éviter le débordement par-dessus le corps du barrage, ce qui serait catastrophique pour les barrages en remblai. On distingue :

- Le déversoir en surface (évacuateur à seuil libre ou équipé de vannes) : le plus courant ;
- Le déversoir en puits (tulipe) : adapté aux petits barrages ;
- Le déversoir lateral : situé sur la rive, indépendant du corps du barrage ;
- Le déversoir siphon : auto-amorcant, sans organe mécanique mobile.

Le dimensionnement de l'évacuateur est basé sur la crue de projet (généralement la crue millennale ou décemillennale), déterminée par les méthodes hydrologiques statistiques ou déterministes.

I.6.3 Ouvrages de prise d'eau

Les ouvrages de prise permettent de prélever l'eau stockée dans la retenue pour les différents usages (AEP, irrigation, hydroélectricité). Ils comprennent généralement :

- Une tour de prise ou un puits vertical avec des orifices à différentes cotes ;
- Une vanne de garde (secteur ou papillon) pour isolement ;
- Une galerie de conduite en charge traversant le corps ou la fondation du barrage ;
- Un dissipateur d'énergie en aval (bassin d'amortissement ou saut de ski).

I.6.4 Organes de vidange de fond

La vidange de fond permet de vider totalement la retenue pour des opérations de maintenance, de chasse des sédiments ou en cas d'urgence. Elle est dimensionnée pour réaliser le vidage complet de la retenue en un temps acceptable (généralement quelques semaines).

I.6.5 Système de drainage et de surveillance

Les systèmes de drainage ont pour objectif de réduire les sous-pressions dans le corps du barrage et les fondations. Ils comprennent des drains verticaux, des tapis drainants et des galeries de drainage. Le système d'auscultation (équipements de mesure en continu) permet de surveiller le comportement de l'ouvrage : déplacements, infiltrations, pressions interstitielles, etc.

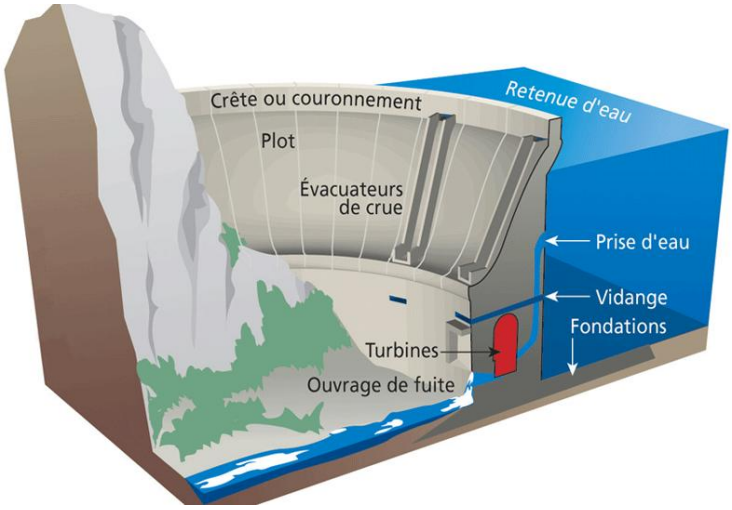


Figure I.7 : Ouvrages annexes de barrage

I.7 Critères de choix d'un site de barrage

Le choix du site est une étape fondamentale qui conditionne la faisabilité technique, économique et environnementale du projet. Les critères à prendre en compte sont :

I.7.1 Critères topographiques

Un site favorable se caractérise par un rétrécissement naturel de la vallée (« verrou ») permettant de réaliser un ouvrage de faible longueur tout en créant une grande retenue. Le rapport volume stocké / volume de matériaux du corps du barrage est un indice d'efficacité topographique.

I.7.2 Critères géologiques et géotechniques

La fondation doit offrir une résistance suffisante aux charges transmises par l'ouvrage et une perméabilité acceptable pour limiter les fuites. Les investigations géologiques (levés de terrain, sondages carottes, essais Lugeon) sont indispensables dès les études de faisabilité.

I.7.3 Critères hydrologiques

L'hydrologie du bassin versant conditionne les apports (volume stockable) et les crues (dimensionnement des évacuateurs). Une connaissance suffisante des données pluviométriques et hydrométriques est nécessaire.

I.7.4 Critères environnementaux et socio-économiques

La construction d'un barrage entraîne des impacts importants sur l'environnement (ennoiement de terres, modification de l'écosystème aquatique, blocage des sédiments) et sur les populations (éventuels déplacements de communautés). Les études d'impact environnemental et social (EIES) sont obligatoires dans la plupart des réglementations

nationales et internationales (Banque Mondiale, Directives de la Commission Mondiale des Barrages).

I.8 Sécurité des barrages

La sécurité des barrages est une préoccupation majeure pour les pouvoirs publics en raison des conséquences catastrophiques qu'une rupture peut engendrer. Les principales causes de rupture répertoriées dans la littérature internationale sont :

Tableau I.3 : Principales causes de rupture de barrages.[d'après CIGB / ICOLD]

Mode de rupture	Fréquence approximative	Types de barrages concernés
Débordement (overtopping)	~35 %	Principalement remblai
Renard hydraulique (piping)	~30 %	Remblai et fondations
Glissement de talus	~15 %	Remblai
Défaillance des fondations	~15 %	Tous types
Autres causes (séisme, etc.)	~5 %	Tous types

La gestion de la sécurité repose sur trois piliers :

- La conception et le dimensionnement rigoureux : application de normes et règlements (ICOLD, Eurocode 7, règles nationales), choix de crue de projet adapté à la classe de l'ouvrage ;
- La surveillance et l'auscultation : installation de capteurs (piézomètres, inclinonomètres, débimètres de fuite, cibles topographiques) et visites périodiques ;
- La gestion des urgences : plan particulier d'intervention (PPI) définissant les procédures d'alerte et d'évacuation en cas d'anomalie détectée.

En Algérie, la loi 05-12 relative à l'eau et ses décrets d'application prévoient la mise en place de plans de surveillance et de sécurité pour l'ensemble des ouvrages hydrauliques de retenue.

I.9 Conclusion

Ce chapitre a permis de poser les bases conceptuelles et terminologiques indispensables à la compréhension des ouvrages de retenue. Les barrages se présentent comme des ouvrages multidisciplinaires, à la croisée de l'hydraulique, de la géotechnique, de la mécanique des structures et de l'hydrologie. Leur conception exige une connaissance approfondie des

spécificités du site, une maîtrise des méthodes de calcul et un respect rigoureux des exigences de sécurité.

Les chapitres suivants détailleront les méthodes de prédimensionnement et de dimensionnement des différents types de barrages, en s'appuyant sur les notions introduites dans ce chapitre préliminaire.

CHAPITRE II

PRÉSENTATION DU SITE DE BARRAGE

II.1. Introduction

Le présent chapitre a pour objectif de présenter de manière détaillée le site du barrage de Bouzina, en mettant en évidence ses caractéristiques géographiques, hydrologiques et morphologiques. Cette analyse constitue une étape essentielle pour comprendre les conditions naturelles du site et justifier l'implantation de l'ouvrage.

II.2. Présentation du site de barrage

La région de Bouzina est située au nord-ouest de la chaîne des Aurès, prolongement oriental de l'Atlas saharien, en Algérie.

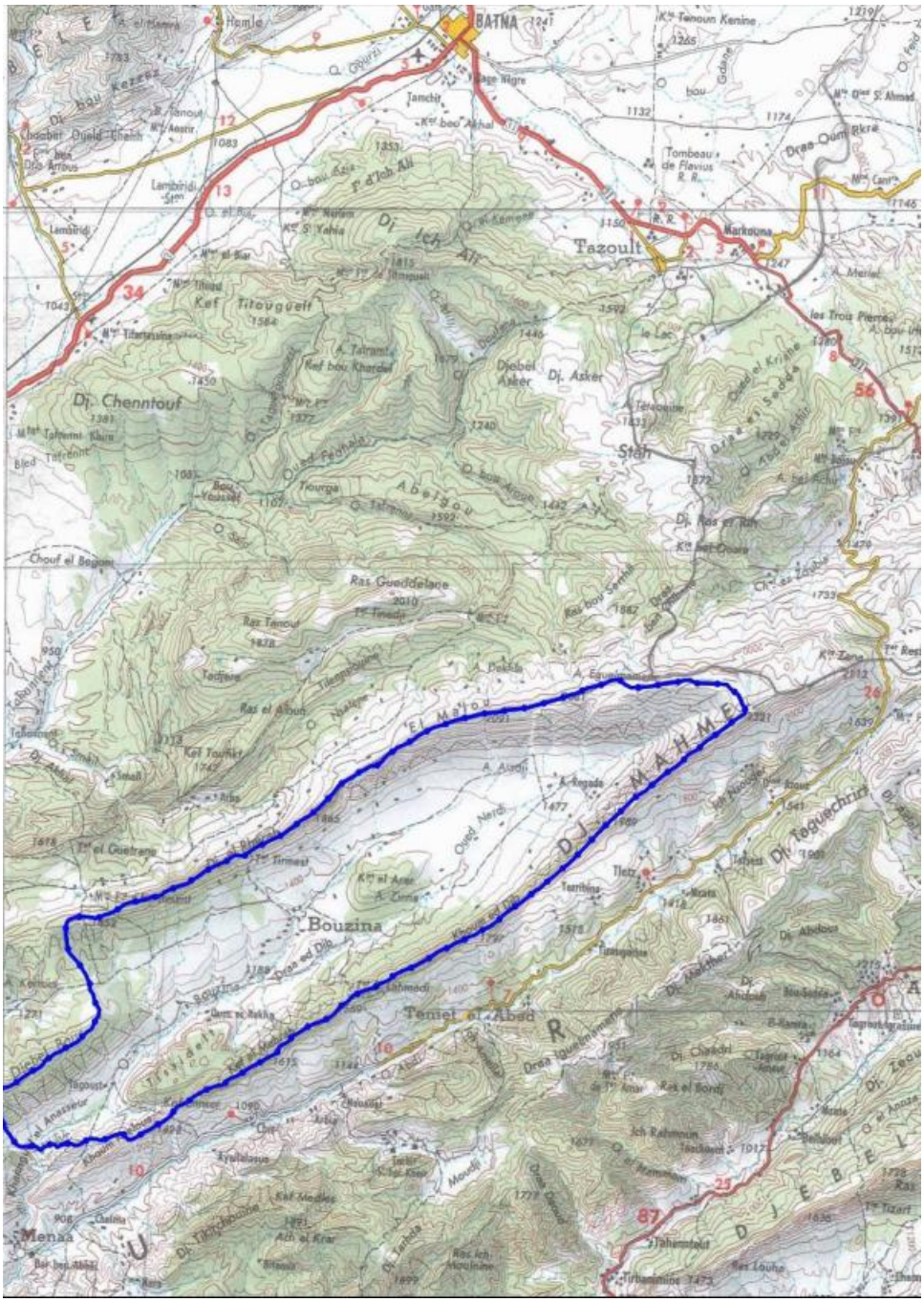
Au sein des Aurès, la vallée de l'oued Bouzina occupe le cœur du synclinal du même nom. Elle est limitée au nord-est par le Djebel Mahmel (2321 m), deuxième sommet de la région, et au sud-ouest par les gorges de Menaa, assurant la connexion avec l'oued Abdi. Transversalement, cette vallée s'étend sur environ 7 km entre les crêtes Kroumt Kheloua ;Kef El Mehnab ; Kroumt Ed Dib au sud-est et le Djebel Rherab ; El Malou au nord-ouest.

Le bassin versant hydrologique, d'une superficie de 161,8 km², présente une forme allongée et une topographie relativement homogène. Il est caractérisé par un réseau hydrographique peu dense, constitué principalement de talwegs généralement secs. L'oued Bouzina, cours d'eau principal long d'environ 35 km, prend sa source au pied du Djebel Mahmel sous le nom d'oued Nerdi, avant de devenir oued Bouzina après sa confluence avec les sources de Tabgha, qui assurent l'essentiel de son débit.

Le site du barrage se situe à l'entrée des gorges de l'oued Bouzina, au niveau de Kef El Ahmar, dans un secteur à relief encaissé particulièrement favorable à l'implantation d'un ouvrage hydraulique. Il est localisé à environ 90 km au sud-est de Batna, à une quinzaine de kilomètres du village de Bouzina, et à proximité de la route nationale RN87 via Thniet El Abed.

Les coordonnées géographiques du site, exprimées dans le système WGS 84 (UTM, fuseau 32), sont :

- Latitude : 35,207° N
- Longitude : 6,017° E
- X = 228 410 m ; Y = 3 899 828 m
- Altitude : 985,5 m


BATNA
Tazoult
Markouna
Di. Chenntouf
Bouzina
Menaa
Djebel Asker
Ras Gueddelane
Kef Titouguelf
Tourga
Abelgou
Oued Feghala
Oued Nehdi
Ras el Biban
Kef Toumkt
Tkemboucha
Tadjena
Ras Tenoud
Chouf el Begoum
Tlelta
Tlemsest
Tahamdalet
Ras Louha
Ich Rahmoun
Tazoult
Stah
Temlel el Abed
Djebel Asker
Di. Ich Ali
Di. Ras el Rih
Di. Abdoun
Di. Chakdri
Di. Zeggou
Di. Tagouchrirt
Di. Baldher
Di. Abdoun
Oued el Kriane
Oued Abdel Achir
Oued Ouled Sedda
Oued Ouled Ahmed
Oued Ouled Ahmed
Oued Ouled Ahmed

II.3. Caractéristique de bassin versant

II.3.1 caractéristique géometrique

A) Superficie

La superficie du bassin versant est la portion du plan délimitée par la ligne de crête, ou contour du bassin.

$$A = 161{,}8 \ Km^2$$

B) Périmètre

Le périmètre est la longueur de la ligne de contour du bassin.

$$P = 71 \text{ Km}$$

C) L'indice de compacité

L'indice admis par les hydrologues pour caractériser la forme d'un bassin versant est l'indice de compacité de GRAVELIUS qui est le rapport du périmètre du bassin à celui d'un cercle de même surface.

• Si A est la surface du bassin en Km^2 et P son périmètre en km, le coefficient Kc est égal à:

$$K_G = \frac{P}{2\sqrt{\pi A}} = 0{,}28\frac{P}{\sqrt{A}} = 1{,}57$$

- K_G=1 : bassin parfaitement circulaire.
- 1< K_G <1,25 : bassin très compact.
- 1,25< K_G <1,50 : bassin moyennement compact.
- K_G >1,50: bassin allongé.

D) Le rectangle équivalent

Cette notion a été introduite pour pouvoir comparer des bassins entre eux du point de vue de l'influence de leurs caractéristiques géométriques sur l'écoulement.

Soit L et I la longueur et la largeur du rectangle, et P et A le périmètre et l'aire du bassin versant.

On a: A=L.l et P=2(L+l)

d'où:

$$K_c = 1.57 > 1{,}12 \quad \rightarrow \quad L = \frac{K_c\sqrt{A}}{1{,}12}\left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1{,}12}{K_c}\right)^2}\right)$$

L = 34,16 Km, l = 4,73 Km

II.3.2. caractéristique topographiques

A) Altitude moyenne de bassin

- Altitude maximale (NGA) : 2321 m
- Altitude minimale (NGA) : 985.0 m
- Altitude moyenne (NGA) : 1350 m

B) Les indice de pente

1) La pente moyenne

Est une caractéristique importante sur la topographie du bassin . elle donne une bonne indication sur le temps de parcours du ruissellement direct et influence directement le débit de pointe lors d'une averse.

D'ou :

$$i_m = \frac{D.L}{A} = 3274 \text{ m/KM}$$

A : surface du bassin versant $[Km^2]$.

i_m : pente moyenne $\left[m/Km \text{ ou } ‰\right]$.

L : longueur totale de courbes de niveau $[Km]$.

D : équidistance entre deux courbes de niveau $[m]$.

2)L'indice de pente globale i_g

Permet de déterminer le relief du bassin versant.

$$i_g = \text{D/L} = 26{,}34 \text{ m/Km} = 2.63 \ \%$$

D = H5 - H95 : altitudes entre lesquelles s'inscrit 90% de l'aire du bassin.

L : Longueur du rectangle équivalent.

C)La dénivelée spécifique D_s

$$D_s = i_g \ \text{x} \ \sqrt{A} \ = 335.05 \text{ m}$$

Selon la classification de l'ORSTOM, la dénivelée spécifique du bassin versant, estimée à 335,05 m, correspond à la classe R6, caractérisant un relief fort. Ce type de relief est associé à des pentes marquées favorisant un écoulement rapide des eaux et un temps de concentration réduit, ce qui augmente la susceptibilité du bassin aux crues rapides.

II.4. CONTEXTE METEOROLOGIQUE

II.4.1. Stations de référence et sources des données climatologiques

L'étude climatologique a pour objectif de fournir l'ensemble des données nécessaires à la conception et au dimensionnement des ouvrages du projet. En raison de son importance et de son influence directe sur les processus de ruissellement, la pluviométrie fait l'objet d'une analyse spécifique et approfondie.Dans le cadre du site du barrage de Bouzina, les stations climatologiques de référence retenues sont principalement celles de Batna et de Biskra, complétées, dans une moindre mesure, par les stations de Tébessa et de Barika.

Les données climatologiques exploitées proviennent essentiellement de Office National de la Météorologie, ainsi que de l'ouvrage publié par la FAO intitulé *« Données agroclimatologiques pour l'Afrique »* (1984). Ces données sont basées sur des séries d'observations couvrant généralement une période supérieure à dix ans au niveau de plusieurs stations de référence.

Les principaux paramètres climatiques étudiés sont :

- les températures mensuelles (moyennes, maximales et minimales),
- la tension de vapeur d'eau de l'air (exprimée en millibars), indicateur de l'humidité atmosphérique,
- l'insolation (exprimée en pourcentage de la valeur astronomique),
- la radiation solaire globale calculée,
- la vitesse moyenne du vent,
- ainsi que l'évapotranspiration potentielle (ETP), estimée selon la méthode de Penman.

Par ailleurs, ANRH a élaboré en 2002 une carte nationale de l'évapotranspiration potentielle (ETP), à l'échelle annuelle et mensuelle. Les valeurs utilisées dans cette étude sont extraites de cette carte, reconnue pour la qualité et la rigueur de son élaboration. Un extrait de cette carte, centré sur le bassin versant étudié, est présenté en annexe.

II.4.2. Données climatologiques de projet

A) Température de l'air

Le climat en Algérie est fortement influencé par le Sirocco, vent chaud et sec en provenance du Sahara, responsable de températures extrêmes pouvant dépasser 45 °C. Ce phénomène se manifeste en moyenne une vingtaine de jours par an dans le nord du pays. Par ailleurs, les régions montagneuses et les hauts plateaux connaissent régulièrement de gel et de neige durant la saison hivernale.

Dans le tableau suivant, on fournit les températures moyennes à Tebessa et à Biskra.

Tableau II.1 : Températures mensuelle en degrés celsius.[Mémoire de synthèse-ANBT]

Mois		01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12
Biskra	Moyenne	12	14	17	21	26	31	34	34	29	23	17	13
	MoyMax	17	19	22	26	32	37	40	39	34	28	22	17
	MoyMin	7	9	11	14	19	24	27	27	23	18	12	8
Tebessa	Moyenne	7	8	11	14	19	24	27	27	22	17	12	8
	MoyMax	12	13	16	20	25	31	35	34	29	23	17	13
	MoyMin	2	2	4	7	11	15	18	18	15	11	6	3

La température moyenne annuelle est de 22° C à Biskra (16° C à Tebessa)

***B)* Humidité de l'air**

A Tebessa comme à Biskra la tension de vapeur dans l'air varie de 6 à 8 millibars de décembre à avril jusqu'à 13 ou 14 millibars en été. L'hygrométrie peut descendre au dessous de 15% les jours de sirocco et atteint 100 % les rares jours de brouillard.

C) Ensoleillement

L'insolation moyenne annuelle est de 76% de la durée astronomique. L'énergie moyenne de radiation solaire reçue par jour est de 435 calories par centimètre carré (soit une puissance de 210 watts par mètre carré).

Tableau II.2 : Insolation et Radiation mensuelles à Biskra.[Mémoire de synthèse-ANBT]

Mois	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12
Insolation (% de durée astronomique)	70	77	77	78	78	77	85	84	85	75	68	69
Radiation totale cal/cm^3/jour	245	332	428	518	576	594	617	565	490	364	265	226

D) Le vent

Les vents dominants sont de secteur nord (de NE à NO). Leur vitesse moyenne mensuelle à deux mètres du sol est 0.6 m/s à Biskra (1.8 m/s à Tebessa), sans grande variation d'un mois sur l'autre. Biskra est protégé du nord par le massif des Aurès.

Le site de Bouzina est lui-même bien protégé par l'ensemble des crêtes qui l'entoure. On note cependant des phénomènes classiques de vents de vallée au début et fin de journée chaude.

E) **Evapotranspiration Potentielle (ETP)**

Tableau II.3 : ETP à Tebessa et Biskra.[Mémoire de synthèse-ANBT]

Mois		01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12
Biskra	FAO 84	27	42	79	108	141	158	170	153	119	76	41	26
	ANRH	65	89	127	214	269	316	349	310	223	145	81	57
Tebessa	FAO 84	23	41	69	106	137	172	197	169	119	70	34	21
	ANRH	33	47	87	131	174	213	241	213	151	92	49	32

Les valeurs FAO sont beaucoup trop faibles (1158 mm à Tebessa et, surtout, 1140 à Biskra).

L'ETP annuelle ANRH vaut 2245 mm à Biskra et 1463 mm à Tebessa. L'Annexe 2 donne un extrait de la carte des ETP éditée par l'ANRH. D'après cette carte, le gradient nord sud marqué sur le bassin versant, a une moyenne entre 1400 et 1500mm, le choix s'est donc porté sur les données de Tebessa, sur la base des analyses de l'ANRH.

Le tableau suivent présent les valeurs qui ont été adoptées comme adéquates pour les calculs d'évapotranspiration.

Tableau II.4 : Valeurs adoptées d'évapotranspiration dans le bassin versant de Bouzina.[Mémoire de synthèse-ANBT]

Mois	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	totale
E (mm)	33	47	87	131	174	213	241	213	151	92	49	32	1463

II.4.3.Données de base - Pluviométrie

Elle à été établie dans le cadre des études d'établissement du Plan National de l'Eau, puis complétée et affinée dans les autres études de faisabilité des barrages de Barika, Ouldja et Chebabta, réalisée dans la période précédente. A noter que cette carte a été établie en intégrant des corrections liées à la sécheresse : diminution de la pluviométrie d'environ 15% depuis 1976, par rapport à la période analysée 1922-1960 et 1969-1989 dans l'étude de l'ANRH.

Cela explique la légère différence entre la valeur estimée ci-après à Bouzina de 277 mm/an et celle relevée sur cette carte de 318 mm (318 mm = 277 mm * 1.15). Néanmoins, cette carte illustre la composition de deux grandes tendances :

• Le gradient général nord-nord-est / sud-sud-ouest;

• L'incidence du relief, et tout particulièrement de la barrière orographique formée par le versant nord des Aurès.

A l'échelle du bassin versant, on peut considérer que le poste de Bouzina est globalement bien représentatif d'une pluviométrie moyenne sur le bassin, à l'exception peut être de son extrême amont (les crêtes du Djebel Mahmel) qui reçoivent encore.

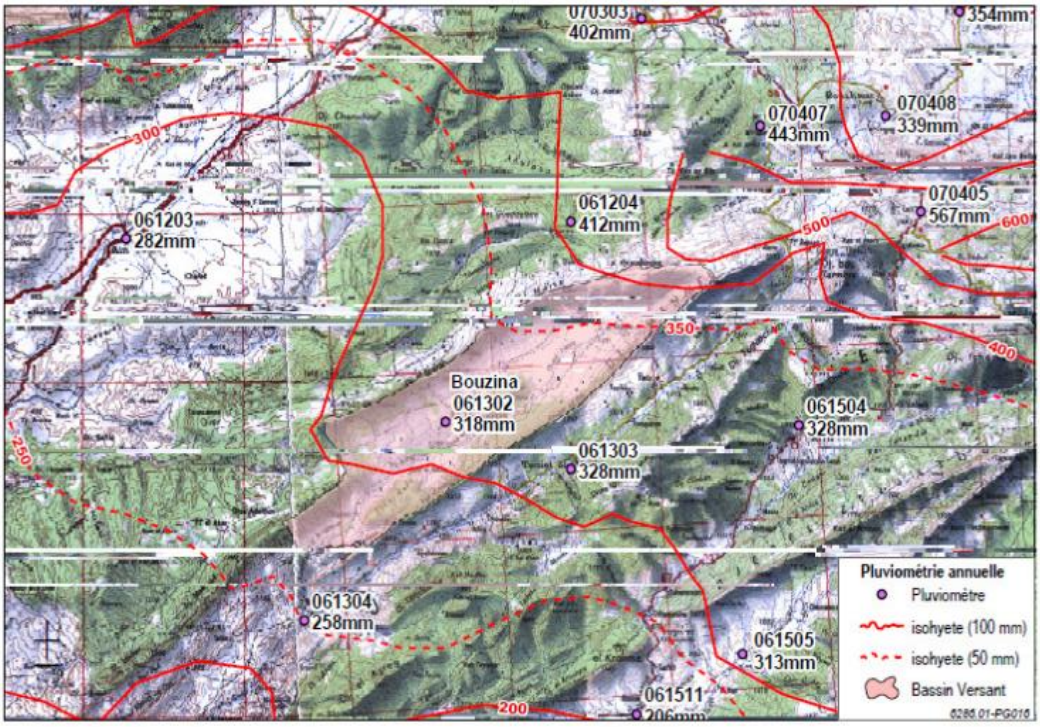


Figure II.2 : Carte de la pluvieométrie annuelle de la région de bouzina.[Etude hydrologique-ANBT]

A) **Série pluviométrique ONM de Buzina**

Les données de la station pluviométrique ONM de Bouzina nous sont disponibles au pas de temps journaliers pour la période 1974 à 2005. Cependant, les données des années 1974 à 1977 sont extrêmement lacunaires et doivent donc être écartées. Reste donc comme période exploitable la période 1978-2004.

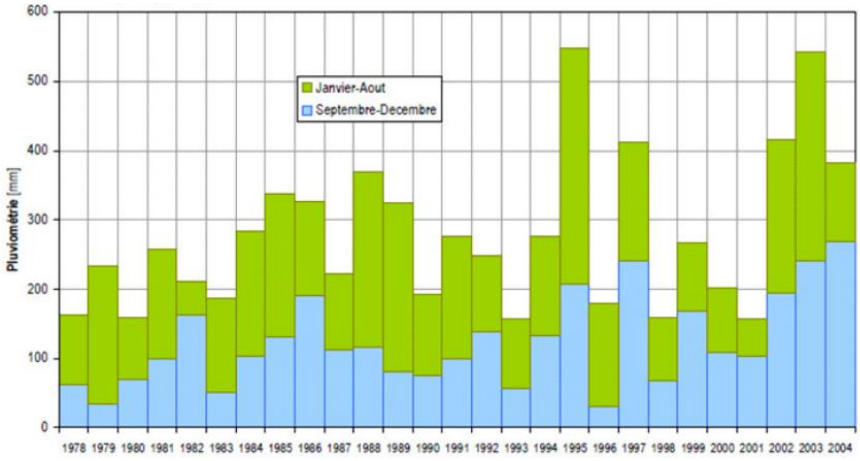


Figure II.3 : Précipitations annuelles pour la période de 1978 à 2004, -Station pluviométrique ONM de Bouzina.[Etude hydrologique-ANBT]

Sur la base du graphique à la figure, il est possible de reconnaître la première période avec moins de précipitations (1978-1983), et qui a été compensé par quelques années très humides à la fin de la série (1995 - 2004).

L'étude déterminante sur les apports, (qui a été adoptée dans le cadre de ce projet) a été basé sur les données de la période historique disponible et les données des travaux de reconnaissance sur le terrain, réalisés entre 2004-2005. Le contrôle avec les données pluviométriques disponibles incomplètes de la période après 2005, montre qu'ils sont similaires aux valeurs moyennes de la période pluriannuelle déterminante et sans influence sur les résultats définitifs de l'étude des apports adoptée. Dans le modèle appliqué des apports, tous les paramètres du modèle et des appellations générées adoptées des apports ont été calibrés suivant cette période de traitement déterminante adopté 1974-2004. Pour cette raison, dans les analyses pluviométriques ultérieures, les données après l'année 2005 n'ont pas été introduites. Les principales caractéristiques de la série sont:

• Moyenne : 277 mm/an.

• Ecart-type : 111 mm/an (Cv=40%).

• Coefficient d'asymétrie : -0.774 (indique une surreprésentation des petites valeurs).

B) Comparaison avec les stations de mesures installées pour l'étude

Il a été déjà mentionné que l'Etude hydrologique a été précédé par un programme étendu des mesures et observations pluviométriques sur le terrain. Les stations temporaires installées dans le cadre de cette étude montrent un très bon accord avec la station ONM présentée ci-avant. Elles confirment également le gradient pluviométrique entre le centre et le nord du bassin versant.

II.5. GÉOLOGIE RÉGIONALE

II.5.1.Morphologie

La vallée de Bouzina présente une morphologie typique des reliefs de l'Atlas algérien, caractérisée par une vallée étroite, profonde et en forme de V, avec des versants raides fortement ravinés.

Elle correspond à une structure tectonique en synclinal allongé et régulier, dont les flancs redressés s'étendent sur plusieurs kilomètres. Les sommets, constitués de roches résistantes (calcaires crétacés et conglomérats oligocènes), dominent largement la vallée, tandis que le fond est creusé dans des formations plus tendres (marnes et argiles), donnant un profil en fond de barque.

Le site du barrage est situé à l'entrée d'une gorge étroite, en amont de Kef El Ahmar, où les pentes sont raides et entaillées dans les conglomérats. L'oued Bouzina y présente un tracé sinueux contrôlé par les discontinuités du massif.

II.5.2.Lithologie

La région appartient au massif de l'Aurès, intégré à l'Atlas saharien, et présente une succession lithologique variée dominée par :

- **Formations crétacées** : alternance de calcaires et de marnes, formant respectivement les reliefs et les fonds de vallée.
- **Formations éocènes** : argiles et gypses, souvent localisées dans les synclinaux.
- **Dépôts oligocènes** : sables et conglomérats (couches rouges).
- **Formations miocènes** : dépôts continentaux et marins, localement présents.
- **Dépôts récents** : alluvions et formations de pente, peu développées.

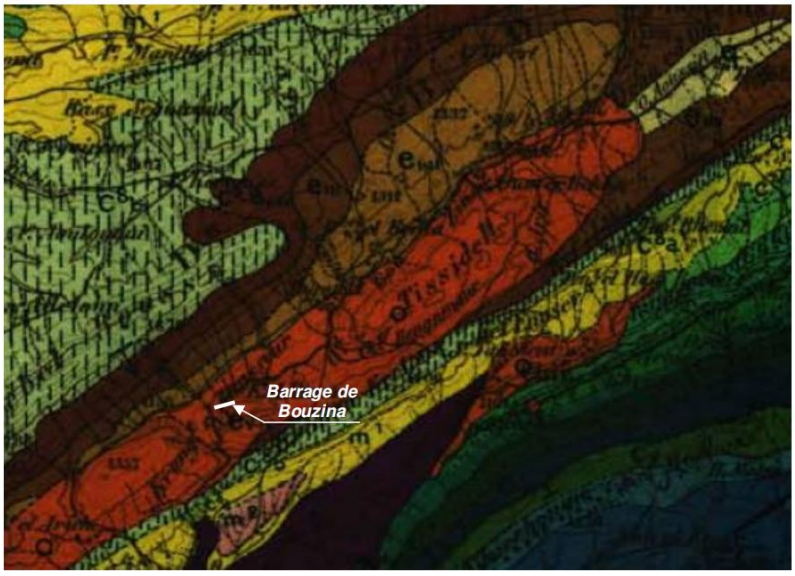


Figure II.4 : Lithologie de la région de Bouzina.[Mémoire de dynthèse-ANBT]

Cette diversité lithologique joue un rôle important dans les propriétés mécaniques et hydrauliques du site.

II.5.3.Tectonique

Le massif de l'Aurès résulte de plusieurs phases tectoniques, dont la plus marquante est la phase atlasique (Éocène moyen), caractérisée par un **raccourcissement de direction NE–SO**.

La structure régionale est dominée par une alternance régulière de **plis synclinaux et anticlinaux allongés NE–SO**, avec des flancs fortement redressés.

Le synclinal de Bouzina, dans lequel s'inscrit le site du barrage, est une structure majeure, allongée suivant cette même direction.

Le réseau de **failles et fissures**, souvent parallèles ou obliques aux plis (E–O, NO–SE), influence fortement :

- la stabilité des versants
- la circulation des eaux souterraines
- et les conditions de fondation du barrage.

Pour les besoins de l'étude séismique pour le site du barrage de Bouzina a été fait un catalogue des tremblements de terre dans un rayon de R = 250 km depuis le site du barrage pour une période du 13/01/1901 au 05/04/2012 incluant tous les tremblements de terre avec la magnitude $M \geq 4.0$. Sur la base des données tirées depuis les catalogues nationaux et internationaux.

Toutes les valeurs des magnitudes ont été converties en magnitudes du moment séismique (Mw). De cette manière a été obtenu un catalogue de 350 événements. Sur la base de ces données a été déterminée la relation Gutenberg – Richter pour la région

II.5.4.Alea sismique

Le diagramme de libération cumulative de l'énergie de tension et la limite supérieure des magnitudes attendues sur la base de la méthodologie Kijko – Sellevoll (1989).

Les valeurs obtenues régionale sont :

- a = 7,58 (pour une période d'observation T = 111 ans),
- b = 1,18 avec un coefficient de corrélation r = 0,98,
- magnitude maximale Mwmax = 7,23.

Dans l'analyse de l'aléa sismique, plusieurs lois d'atténuation ont été utilisées, en cohérence avec les accélérations enregistrées lors du séisme de Boumerdès en 2003 :

1. Esteva & Villaverde (1973),
2. Ramazi & Schenk (1994),
3. Si & Midorikawa (2000),

Les calculs ont été réalisés pour chaque relation notamment sur la base de distribution des valeurs extrêmes de type III par paramètre d'accélération sur la base des 23 intervalles de 5 ans. Les résultats obtenus ont été présentés dans le tableau :

Tableau II.4 : résultats sur la sismicité de la région.[mémoire de synthèse-ANBT]

R	Tr (année)	A (gal)	
0.5	144.27	109.50	Séisme de Base d'Exploitation (SBE)
0.1	949.12	214.86	Séisme Maximal de Dimensionnement (SMD)
0.01	9949.92	348.78	Séisme Maximal Possible (SMP)

Le tableau présente les valeurs données de probabilité de réalisation (risque – R pour une durée de vie d'exploitation te=100 ans), période de retour correspondante Tr(année) et accélérations sismiques a(gal) conformément aux recommandations de CIGB.

Il faut souligner que le SMP - Séisme Maximal Possible est défini en principe de l'approche déterministe sur la base des dimensions des structures sismogènes à proximité de l'ouvrage. Comme donnée de base a été prise en considération la valeur de tremblement de terre de 10000 ans indiqué au Tableau, vu que la probabilité de réalisation est de 1% pour une durée de vie de te=100 ans.

II.6.Conclusion :

Ce chapitre a permis de présenter de manière détaillée le site du barrage de Bouzina à travers l'analyse de ses caractéristiques géographiques, hydrologiques, climatologiques, géomorphologiques, géologiques et sismiques. L'étude du bassin versant a mis en évidence une superficie de 161,8 km², une forme relativement allongée (K_G = 1,57) ainsi qu'un relief marqué caractérisé par une dénivelée spécifique de 335,05 m, traduisant une dynamique hydrologique favorable à la génération de crues rapides.

L'analyse climatologique a montré que la région est soumise à un climat semi-aride à aride, caractérisé par une faible pluviométrie moyenne annuelle d'environ 277 mm et une évapotranspiration potentielle élevée atteignant près de 1463 mm/an. Ces conditions confirment l'importance de la mobilisation et du stockage des ressources en eau dans cette région.

Du point de vue géologique et morphologique, le site présente des conditions particulièrement favorables à l'implantation d'un ouvrage hydraulique. La présence d'une vallée encaissée, de gorges étroites au niveau de Kef El Ahmar et de formations rocheuses compétentes offre des avantages notables pour la stabilité et l'économie de l'ouvrage. Toutefois, la présence de discontinuités tectoniques et d'un réseau de failles nécessite une prise en compte rigoureuse dans les études de fondation et de stabilité.

Enfin, l'analyse de l'aléa sismique a mis en évidence un contexte sismique modéré à relativement important, avec une magnitude maximale potentielle estimée à Mw = 7,23 et des accélérations de calcul définies conformément aux recommandations de la Commission Internationale des Grands Barrages (CIGB). Ces résultats constituent des paramètres essentiels pour le dimensionnement parasismique de l'ouvrage.

L'ensemble de ces investigations confirme la pertinence du site de Bouzina pour l'implantation d'un barrage et fournit les données de base indispensables aux études de conception hydraulique, géotechnique et structurale qui seront développées dans les chapitres suivants.

CHAPITRE III

SYNTHÈSE DE L'ÉTUDE DE FAISABILITÉ

III.1.Introduction

Ce chapitre présente une synthèse des principales investigations réalisées dans le cadre de l'étude de faisabilité du projet de barrage sur l'oued Bouzina. Il a pour objectif de regrouper et d'analyser les résultats essentiels issus des études géologiques, géotechniques, hydrologiques, hydrauliques et topographiques afin d'évaluer l'aptitude du site à accueillir un ouvrage de retenue.

L'étude de faisabilité constitue une étape fondamentale dans le développement d'un projet de barrage, puisqu'elle permet de vérifier que les conditions naturelles et techniques du site sont compatibles avec les exigences de sécurité, de stabilité, d'étanchéité et d'exploitation de l'ouvrage. Elle repose sur l'examen de plusieurs paramètres déterminants, notamment la qualité des fondations, la configuration morphologique de la vallée, les caractéristiques hydrologiques du bassin versant ainsi que la disponibilité des matériaux de construction.

La présente synthèse met en évidence les principaux atouts du site, les contraintes identifiées lors des différentes investigations et les dispositions techniques à prendre en considération pour la poursuite des études. Elle permet ainsi de disposer d'une vision globale de la faisabilité du projet et constitue la base des choix de conception et de dimensionnement des variantes de barrage étudiées dans les chapitres suivants.

III.2.Étude géologique et géotechnique :

III.2.1 Contexte géomorphologique général:

Le site de Bouzina s'inscrit dans une cuvette fortement dissymétrique, conséquence directe du contraste lithologique entre les deux rives de l'oued :

Tableau III.2.1 : Géomorphologique de la cuvette.[mémoire de synthèse-ANBT]

Rive	Nature lithologique	Comportement mécanique	Morphologie résultante
Gauche	Conglomérats oligocènes	Résistants, peu érodables	Pentes raides à subverticales
Droite	Argiles rougeâtres gypseuses	Tendres, solubles, érodables	Pentes douces et régulières

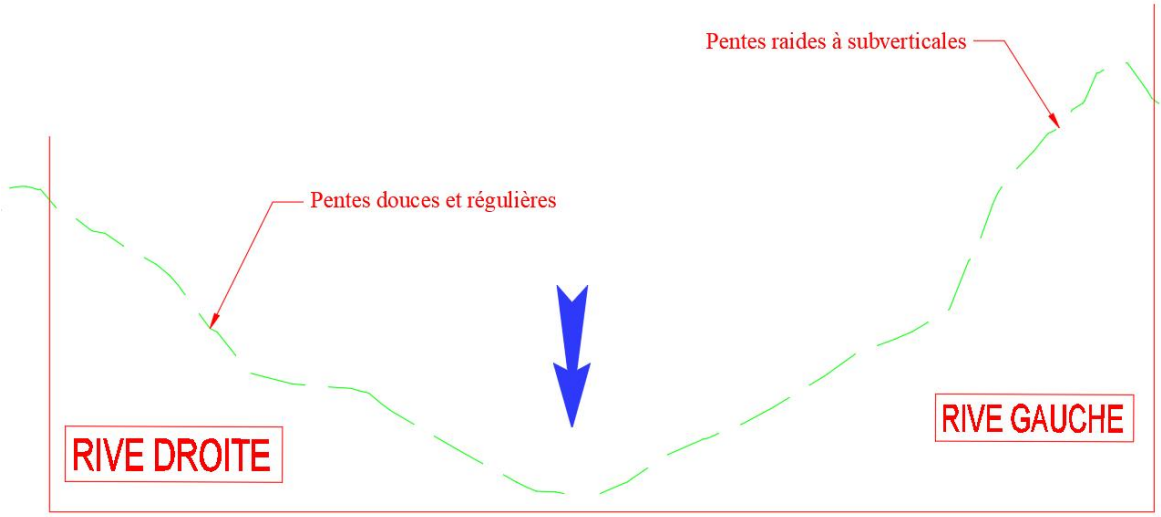


Figure III.1 : Vue latérale sur la cuvette

Cette dissymétrie lithologique est la cause directe de la dissymétrie morphologique.

III.2.2 Morphologie au droit de l'axe du barrage

Au niveau de l'axe projeté du barrage, l'oued s'encaisse dans un défilé étroit présentant les caractéristiques suivantes :

- Versants abrupts à subverticaux, taillés dans les conglomérats oligocènes.

- Tracé sinueux en forme de « S », contrôlé par les discontinuités structurales (diaclases, failles) du massif .

- Géométrie en V évasé vers le haut, avec conservation d'une légère dissymétrie.



Figure III.2 : vue en plan sur la cuvette d'après google earth

III.2.3 Géométrie de la gorge

Les dimensions de la gorge évoluent fortement avec la hauteur sont présenter dans le tableau :

Tableau III.2.2 : dimension de la gorge.[mémoire de synthèse-ANBT]

Hauteur au-dessus du lit	Largeur de la vallée
0 m (984NGA)	20 m
70 m (1054NGA)	200 m

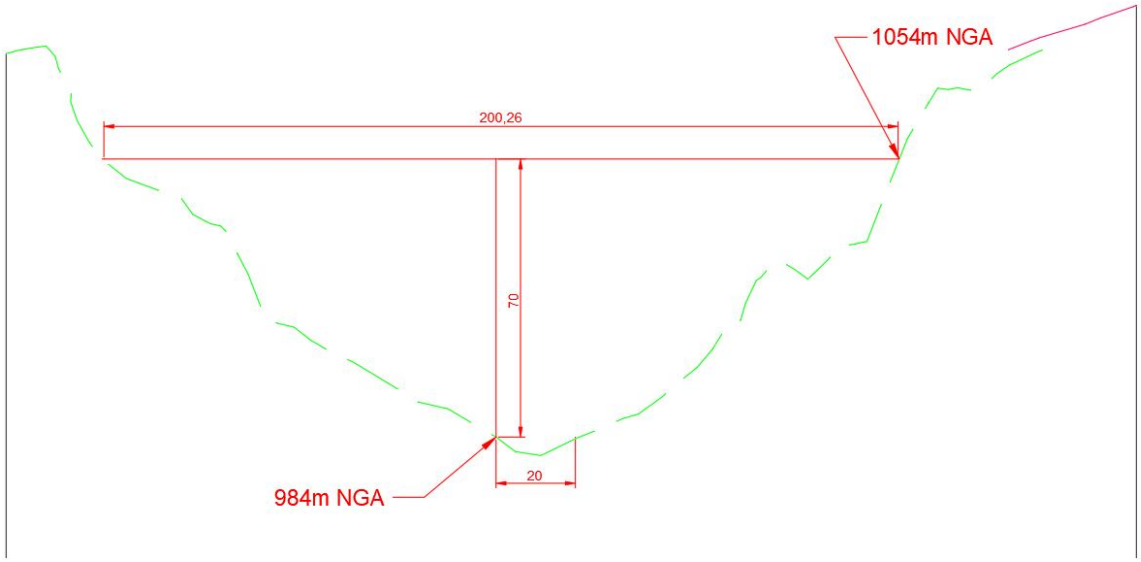


Figure III.3 : Vue latérale au droit du l'axe du barrage

Cette forme en V évasé vers le haut est typique des gorges à versants subverticaux à la base.

La reconnaissance topographique a mis en évidence, sur la rive droite, deux cols allongés et relativement plats, constituant des points bas susceptibles de limiter la hauteur de la retenue :

- Col 1 : altitude 1069,8 m(NGA) → étroit
- Col 2 : altitude 1080 m(NGA) → plus large

Ces cols sont critiques car ils constituent des points de fuite potentiels du réservoir : si la retenue dépasse leur altitude, l'eau déborderait latéralement.

$H_{max} = Z_{col1} - Z_{lit} = 1069,8 - 984 = 86$ m

Au-delà de cette cote (86m), le plan d'eau déborderait latéralement par le col n°1, rendant toute retenue supérieure techniquement impossible sans ouvrages de protection annexes.

III.2.4. Géologie de la cuvette et du site du barrage

a) La cuvette

La cuvette du barrage est située à l'extrémité sud-ouest de la vallée de Bouzina. Elle s'étend sur une longueur de 2 à 3 km, immédiatement à l'amont de Kef El Ahmar, où l'oued Bouzina traverse des gorges étroites et profondes sur près de 3 km avant de rejoindre la vallée de l'oued Abdi.

La retenue présente une superficie relativement limitée (environ 0,90 km² à la cote 1037 m), correspondant à un barrage d'environ 53 m de hauteur sans revanche. Elle se caractérise par une morphologie dissymétrique et un pendage général des couches orienté vers le sud-est.

Le versant droit est formé d'argiles rougeâtres tendres, avec des pentes modérées fortement entaillées par des ravins courts et profonds. En revanche, le versant gauche est nettement plus abrupt, atteignant localement la verticalité, notamment dans sa partie supérieure, et ne présente pas de ravinement.

Le levé géologique, réalisé à l'échelle 1/2000 sur une superficie d'environ 205 ha, a permis d'identifier, du nord au sud, les formations suivantes :

- des calcaires gris compacts et massifs du Landénien et du Maastrichtien, situés au-dessus de la cote 1100 m, formant le versant nord-ouest de la vallée ;
- la série lutétienne, constituée de marnes rougeâtres ou verdâtres alternant avec des bancs de gypse d'épaisseur décimétrique à métrique, pour une épaisseur totale d'environ 150 m, dont près de 20 m de gypse cumulé.

La série oligocène se subdivise en trois ensembles :

- argiles rougeâtres,
- alternances de conglomérats et d'argiles,
- conglomérats massifs.

La partie inférieure, dominée par les argiles rougeâtres, couvre l'essentiel de la rive droite de la cuvette. Elle est constituée d'argiles sableuses carbonatées ou sulfatées, contenant des bancs de conglomérats gréseux à ciment carbonaté, d'épaisseur comprise entre 0,5 et 1 m, avec des éléments de diamètre variant de 0,1 à 10 cm.

Ces bancs présentent une orientation générale NW-SE (N40° à N70°) et un pendage de 40 à 50° vers le sud-est à proximité du contact avec le Lutétien, diminuant à 30–35° vers les niveaux d'alternance. Ils ont été cartographiés avec précision lorsque les conditions topographiques le permettaient.

b) Le site du barrage

Au droit de l'axe retenu, la vallée est très encaissée, avec des versants abrupts. Le lit de l'oued présente une largeur d'environ 20 m, atteignant près de 170 m à la cote 1050 m, soit environ 65 m au-dessus du fond de vallée.

L'appui en rive droite est constitué par une crête rocheuse façonnée par les méandres de l'oued. Cette crête comporte deux cols relativement plats qui limitent la hauteur de la retenue, situés respectivement aux cotes 1070 m (le plus proche de l'axe) et 1080 m. Le premier col est étroit et bordé de pentes raides.

Le site du barrage s'inscrit dans la partie la plus compétente des formations oligocènes. Celles-ci comprennent, de bas en haut :

- des **argiles rougeâtres**, parfois indurées et localement gypseuses, affleurant en rive droite à l'amont et plongeant sous le site vers l'aval ;
- une **alternance de conglomérats et d'argiles sableuses rougeâtres**, formée de bancs décimétriques à métriques ;
- des **conglomérats massifs**, constitués de bancs métriques à décamétriques, à éléments calcaires et quartzitiques (1 à 100 mm, parfois plus de 200 mm), liés par un ciment carbonaté. Ces formations peuvent contenir de minces intercalations d'argiles sableuses indurées.

Localement, ces formations sont recouvertes de colluvions grossières d'épaisseur limitée (1 à 2 m), mais elles affleurent le plus souvent directement ou sous une couverture très mince et discontinue.

Structuralement, les couches présentent une direction moyenne N65° avec un pendage de 30 à 35° vers l'aval, qui diminue progressivement jusqu'à devenir subhorizontal au cœur d'un synclinal situé à environ 100 m en aval de l'axe. Au-delà, le pendage s'inverse vers l'amont. Cette structure synclinale, orientée NE–SW, est limitée en aval par une faille majeure de direction N–S, localisée à environ 300 m du site.

Cette faille, de nature transversale et située en dehors de la zone d'implantation du barrage, n'a pas d'influence notable ni sur la stabilité ni sur l'étanchéité de l'ouvrage.

III.2.5. Synthèse des essais géotechniques

Tableau III.2.3 : Emplacement des sondages de reconnaissance effectués en 2005.[mémoire de synthèse-ANBT]

N°	Profondur	Inclinaison et direction	Localisation
F-01	70	vertical	Fond de vallée
F-02	61	Incliné de 30° vers l'intérieur du massif	Rive qauche, a mi-pente
F-03	60	vertical	Rive droite, à mi-pent
F-04	101	Incliné de 20° vers l'intérieur du massif	Haut de la rive droite

F-05	40	vertical	Rive droite, permet col
F-06	40	vertical	Rive droite, 2éme col
F-07	20	Incliné de 30° vers la rive	carrière
F-08	20	Incliné de 30° vers la rive	carrière

Six sondages carottés avec essais Lugeons systématiques au rocher, ont été exécutés au site de barrage dans le courant de l'année 2005. Le tableau III.3 donne les profondeurs, les directions et les emplacements de ces sondages et de deux autres (F07 et F-08) exécuté dans le site prévu de la future carrière.

Dans les sondages F01 en fond de vallée et F03 en rive droite, des essais dilatométriques ont été effectués.

Des essais physiques, mécaniques et chimiques ont été également exécutés au laboratoire sur des échantillons prélevés des sondages et des puits situés au site de barrage et dans la zone d'emprunt.

III.2.6.Synthèse des essais dilatométriques

Tableau III.2.4 : Résultats des essais dynamométriques dans les sondages.[mémoire de synthèse-ANBT]

Sondage N°	Profondeur (m)	Module de déformation R (MPa)	Module d'élasticité E (MPa)	E/R	Lithologie
F-01	4.5-5.5	3341.8	3669.6	1.1	Conglomérats
	9.5-10.5	6724.7	7539.1	1.1	Conglomérats et argiles
	14.5-15.5	4768.4	4804.4	1.0	Indurées
	24.5-25.5	3889.0	4240.6	1.2	Conglomérats
	36.5-37.5	1569.8	1563.6	1.0	Conglomérats
					Argiles indurées
F-03	4.5-5.5	2880.1	5007.2	1.7	Conglomérats
	9.5-10.5	2125.3	4315.2	2.0	Conglomérats
	14.5-15.5	1941.6	2654.2	1.4	Conglomérats et argiles Indurées
					Conglomérats et argiles
	24.5-25.5	2016.4	2279.1	1.1	Indurées
	39.5-40.5	1341.0	3712.5	2.8	Argiles indures

Les essais dilatométriques mettent en évidence un massif rocheux moyennement déformable, avec des modules de déformation R compris entre 1.3 et 6.7 GPa et des modules d'élasticité E variant de 1.5 à 7.5 GPa dans les niveaux conglomératiques. Les argiles indurées présentent des modules plus faibles, de l'ordre de 1.3 à 1.6 GPa, soit environ 20 % des valeurs mesurées dans les conglomérats. Le rapport E/R, généralement compris entre 1.0 et 1.2 (localement jusqu'à 2.8), traduit un massif globalement peu fracturé ou à discontinuités fermées. Cette variabilité des paramètres mécaniques reflète une hétérogénéité lithologique marquée, nécessitant une prise en compte particulière des horizons argileux dans le dimensionnement géotechnique des ouvrages.

III.2.7.Synthèse des essais au laboratoire

Des échantillons prélevés à partir des sondages réalisés au niveau du site du barrage et des deux cols en rive droite ont fait l'objet d'essais physiques et mécaniques. Au total, 48 échantillons ont été analysés : 38 de conglomérats et 10 constitués totalement ou partiellement d'argiles rougeâtres indurées. Les résultats sont présentés sous forme de valeurs moyennes, extrêmes et écarts-types.

Les conglomérats, lorsqu'ils sont sains, présentent des résistances mécaniques élevées, des densités importantes et de faibles teneurs en eau. L'effet de la saturation est observable, mais reste généralement peu marqué.

Ces caractéristiques s'expliquent par la nature même des conglomérats, caractérisés par une faible porosité et une quasi-absence de microfissures.

Tableau III.2.5 :Essais physiques et mécaniques des échantillons conglomératiques.[mémoire de synthèse-ANBT]

	Teneur en eau	Densités			Rc simple	Rc simple	Rt traction
	W	γh	γd	γs	État naturel	saturé	État naturel
	(%)	(t/m^3)	(t/m^3)	(t/m^3)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Nombre	19	22	21	21	36	23	15
Moyenne	1.93	2.65	1.65	2.68	50.70	47.95	5.04
Minimum	0.52	2.16	1.29	2.53	12.33	10.94	2.33
Maximum	3.68	2.95	2.62	2.79	122.40	91.50	9.04

γh = poids spécifique ; γd= poids spécifique sec ; γs= poids spécifique des grains solides

Les essais physiques et mécaniques confirment que le massif est globalement de bonne qualité géomécanique, dominé par des conglomérats denses (γh ≈ 2.65 t/m³), peu humides (≈1.93 %) et présentant des résistances élevées (Rc ≈ 50.7 MPa à l'état naturel et ≈ 47.95 MPa à l'état saturé), traduisant une faible sensibilité à l'eau. En revanche, les argiles indurées

se distinguent par des propriétés nettement inférieures (Rc ≈ 20.8 MPa naturel et ≈ 17.2 MPa saturé), une teneur en eau plus élevée (~5.1 %) et une sensibilité accrue à la saturation. L'ensemble met en évidence une hétérogénéité lithologique du massif, nécessitant une prise en compte particulière des niveaux argileux, susceptibles de constituer des zones de moindre résistance et de déformabilité accrue dans le dimensionnement des ouvrages.

Les échantillons d'argile indurée ont donc une teneur en eau plus grande et des densités, des résistances à la compression simple et à la traction plus faibles. Les valeurs Rc et Rt atteignent environ 40 % des valeurs de conglomérats.

Tableau III.2.6: Essais physiques et mécaniques des échantillons d'argile rouge indurée .[mémoire de synthèse-ANBT]

	Teneur en eau	Densités			Rc simple	Rc simple	Rt traction
	W	γh	γd	γs	État naturel	saturé	État naturel
	(%)	(t/m^3)	(t/m^3)	(t/m^3)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Nombre	10	8	6	7	7	3	4
Moyenne	5.10	2.45	1.26	2.65	20.84	17.24	2.94
Ecat-type	2.60	0.17	0.07	0.05	16.69	9.97	2.76
Minimum	2.22	2.27	1.20	2.56	2.64	6.96	0.84
Maximum	10.31	2.71	1.39	2.72	53.72	26.85	6.96

Pour les 10 échantillons issus des niveaux argileux indurés, des essais d'identification ont été systématiquement réalisés, incluant la granulométrie, les limites d'Atterberg et la teneur en gypse. Toutefois, ces essais n'ont pu être effectués que sur 6 échantillons, en raison du degré d'induration élevé des autres. Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau 6 .

Ces matériaux, désignés comme « argiles rougeâtres » ou « argiles rouges indurées », présentent en réalité une proportion importante de sable. Selon la classification USCS, ils se répartissent principalement en catégories SC (sables argileux plastiques), CM (argiles maigres sableuses), ML (limons sableux) et plus rarement CH (argiles très plastiques). À l'état naturel, ces sols sont généralement compacts et caractérisés par une consistance dure (Ic > 1).

En conclusion, les conglomérats se distinguent par leur caractère massif, leur dureté et leur forte résistance mécanique, peu influencée par la présence d'eau. En revanche, la présence de niveaux argileux entraîne une diminution notable de cette résistance. Ces niveaux argileux, bien que souvent indurés, présentent une teneur élevée en sable, tandis que leur teneur en gypse demeure globalement faible.

Tableau III.2.7 :Essais sur les échantillons argileux.[mémoire de synthèse-ANBT]

sondage	profondeur	lithologie	Granulométrie %					
N°	(m)	-	Graviers	Sable grossier	Sable fin	Limons	Argile	-
-	-	-	20-2	2-0.2	0.2-0.02	0.2-2µ	2µ-0.2µ	<80µ
F-01	39.7-40.15	A-C	10	22	32	19	17	56
	49.6-50.20	A	2	24	52	12	10	49
F-05	22.65-22.95	A	0	9	39	22	30	60
F-06	6.5-6.85	A	4	11	29	26	30	77
	8.5-8.80	A	6	9	31	28	26	66
	9.5-9.85	A	9	7	28	30	26	77
Moyenne			5.17	13.67	35.17	22.83	23.17	64.17
Ecart-type			3.92	7.37	9.11	6.65	8.01	11.37
Minimum			0	7	28	12	10	49
Maximum			10	24	52	30	30	77

Suite de tableau III.2.7 :Essais sur les échantillons argileux.[mémoire de synthèse-ANBT]

Sondage	profondeur	lithologie	Limites d'Atterberg					Densité		
N°	(m)	-	W	WL	Wp	Ip	Ic	γh	γd	γs
-	-	-	(%)	(%)	(%)	-	-	(t/ m^3)	(t/ m^3)	(t/ m^3)
F-01	3.7-4.0	A-C	2.22	-	-	-	-	2.50	1.30	2.62
	9.1-9.5	A	-	-	-	-	-	-	-	-
	39.7-40.15	A	4.31	34.5	18.5	16	1.89	-	-	-
	49.6-50.20	A	2.49	42	23.5	18.5	2.14	2.39	-	2.60
F-02	43.0-43.6	A	3.97	-	-	-	-	2.71	1.39	2.56
	49.2-49.7	A	3.34	-	-	-	-	2.64	1.31	2.66
F-05	22.65-22.95	A	10.31	50.8	24.9	24.9	1.56	2.55	1.20	2.65
F-06	6.5-6.85	A	7.31	42.5	22.3	20.2	1.74	2.27	1.21	2.72
	8.5-8.80	A	5.65	34.50	18.40	16.10	1.79	2.27	1.22	2.69
	9.5-9.85	A	6.33	36.00	18.90	17.10	1.74	2.28	1.22	2.67

Moyenne	5.10	40.05	21.08	18.97	1.81	2.45	1.26	2.65
Ecart-type	2.6	6.38	2.85	3.75	0.19	0.17	0.07	0.05
Maximum	2.22	34.5	18.4	16.0	1.56	2.27	1.20	2.56
Minimum	10.31	50.8	24.9	25.9	2.14	2.71	1.39	2.72

Suite de tableau III.2.7 : Essais sur les échantillons argileux.[mémoire de synthèse-ANBT]

sondage	profondeur	lithologie	Rc simple		Rt traction	sulfates
N°	(m)	-	État naturel	saturé	État naturel	SO_4
-	-	-	(Kg/cm^2)	(Kg/ cm^2)	(Kg/cm^2)	(%)
F-01	3.7-4.0	A-C	198.9	179.0	-	-
	9.1-9.5	A	123.3	69.6	8.4	-
	39.7-4.15	A-C	79.5	-	15.0	-
	49.6-50.20	A	228.7	-	69.6	0.18
F-02	43.0-43.6	A	537.2	268.6	-	0.26
	49.2-49.7	A	258.7	-	24.7	2.42
F-05	22.65-22.95	A	26.4	-	-	-
F-06	6.5-6.85	A	-	-	-	3.66
	8.5-8.80	A	-	-	-	2.66
	9.5-9.85	A	-	-	-	5.63
Moyenne			208.39	172.40	29.43	2.47
Ecart-type			166.9	99.66	27.61	2.08
Minimum			26.4	69.6	8.4	0.18
Maximum			537.2	268.6	69.6	5.63

Lithologie: C = conglomérats, A = Argile rouge indurée A-C = Argile indurée+Conglomérats

L'étude géotechnique du site de Bouzina met en évidence un contexte géologique et mécanique globalement favorable à l'implantation d'un barrage, tout en soulignant certaines particularités qui devront être prises en compte lors du dimensionnement et de la conception de l'ouvrage.

Le site se caractérise par une morphologie dissymétrique résultant du contraste lithologique entre les deux rives : une rive gauche abrupte taillée dans des conglomérats résistants, et une rive droite plus douce formée d'argiles rougeâtres tendres et érodables. Cette configuration, associée à la présence de deux cols en rive droite (1069,8 m et 1080 m NGA), impose une limitation naturelle de la hauteur maximale de la retenue à environ 86 m, au-delà de laquelle des ouvrages annexes de protection seraient nécessaires.

Du point de vue géologique, le site s'inscrit dans la série oligocène, constituée de conglomérats massifs, d'alternances conglomérats-argiles et d'argiles rougeâtres indurées. La structure en synclinal, associée à une faille majeure située à environ 300 m en aval (hors zone d'influence), ne compromet ni la stabilité ni l'étanchéité de l'ouvrage.

Les essais dilatométriques et de laboratoire confirment la bonne qualité géomécanique d'ensemble du massif :

- Les conglomérats présentent des caractéristiques favorables : forte densité ($\gamma h \approx 2{,}65$ t/m³), résistance à la compression élevée ($Rc \approx 50$ MPa) et faible sensibilité à l'eau, traduisant un matériau compétent, peu poreux et faiblement fracturé.
- Les argiles rougeâtres indurées, bien que localement résistantes, montrent des performances mécaniques nettement inférieures ($Rc \approx 20$ MPa, modules réduits d'environ 80 %) et une sensibilité accrue à la saturation.

Le rapport E/R, proche de l'unité, indique un massif peu fracturé à discontinuités fermées, ce qui constitue un atout majeur en matière d'étanchéité et de déformabilité.

En définitive, le site de Bouzina présente des conditions géotechniques globalement satisfaisantes pour l'édification d'un barrage, la principale précaution à observer concernant la présence d'intercalations argileuses, qui constituent des zones de moindre résistance et de déformabilité accrue. Ces niveaux devront faire l'objet d'un traitement approprié (injections, drainage, adaptation du profil de fondation) afin de garantir la stabilité, l'étanchéité et la pérennité de l'ouvrage.

III.2.8.Matériaux de construction

III.2.8.1. Matériaux pour remblai

a) Formations quaternaires

Les matériaux du lit de l'oued et de ses terrasses, en raison de leur faible extension et de leur forte hétérogénéité, ne constituent pas des sources exploitables pour les matériaux de construction.

b) Argiles rougeâtres de l'Oligocène

Les argiles rougeâtres oligocènes situées à proximité du site représentent une ressource importante en volume. Toutefois, leur utilisation est limitée par leur teneur en gypse et leur état souvent induré sous une mince couche altérée. Leur texture généralement sableuse les rend également peu adaptées à la réalisation d'un noyau étanche.

Une prospection détaillée a permis d'identifier une zone plus favorable, située en rive gauche de l'oued au niveau du village de Bouzina, caractérisée par des argiles moins indurées et relativement pauvres en gypse. Cette zone a été étudiée en deux étapes :

- réalisation de trois puits avec prélèvements pour analyses (identification et teneur en sulfates) ;
- creusement de sept puits supplémentaires après confirmation de teneurs en gypse acceptables.

Au total, dix puits ont été réalisés, mettant en évidence des argiles rougeâtres sous une faible couverture superficielle. Ces matériaux contiennent localement du gypse sous forme de filonnets ou de nodules.

La zone, située à environ 10 km en amont de l'axe du barrage, couvre une superficie d'environ 6 ha. Avec une profondeur d'exploitation estimée à 3,5 m, elle peut fournir près de 200 000 m³ d'argiles, suffisants pour la réalisation du noyau étanche d'un barrage en remblai. Des volumes supplémentaires pourraient être obtenus par des investigations complémentaires.

III.2.8.2 Matériaux pour enrochements, filtres et agrégats à béton

Initialement, l'utilisation des conglomérats oligocènes comme agrégats à béton avait été envisagée, sous réserve d'essais de sautage. Toutefois, les contraintes liées à ce type d'essai ont conduit à l'abandon de cette option.

En revanche, les calcaires du Maastrichtien et du Landénien, formant le versant nord-ouest de la vallée de Bouzina, présentent des caractéristiques favorables (qualité, volume et proximité) pour l'exploitation en carrière.

Un site de carrière a été identifié dans les calcaires du Landénien, à environ 1 km au nord de l'axe. Ces formations sont massives, compactes et dures, disposées en bancs métriques avec un pendage de N70° et 45° vers la cuvette.

Deux sondages inclinés (F07 et F08), de 20 m de profondeur chacun, ont été réalisés de part et d'autre d'un talweg afin de recouper un maximum de bancs. Ils ont mis en évidence une alternance de calcaires compacts (beige à jaune) et de calcaires légèrement marneux gris, également compacts et résistants.

Ces formations offrent un potentiel important en matériaux, permettant de couvrir l'ensemble des besoins du projet en enrochements et agrégats pour béton. En l'absence de matériaux sableux et graveleux naturels à proximité, les filtres et drains devront être produits par concassage en carrière.

Tableau III.2.8 : Les résultats des sondages F07 et F08.[mémoire de synthèse-ANBT]

Sondage F-07		Sondage F-08	
1-13.8 m	Calcaire compact	0-10.4 m	Calcaire compact
13.8-20 m	Calcaire légerement marneux	10.4-15.6 m	Calcaire légèrement marneux
		15.6-20 m	Calcaire compact

En conclusion

La présence de calcaire légèrement marneux va compliquer l'exploitation de la carrière.

Ces calcaires marneux sont en bancs bien délimités. Lors de l'exploitation de la carrière, il conviendra de mettre en place un contrôle qualité renforcé qui aura, entre autre, pour mission d'identifier en avance ces bancs pour qu'ils ne soient pas utilisés comme matériaux de construction.

III.2.9.Perméabilité

Des essais de perméabilité du type Lugeon ont été effectués de façon systématique dans les sondages carottés par passes de 3 à 5 m.

L'essai Lugeon est un essai d'injection d'eau sous pression réalisé dans un sondage, par passes (tranches) de 3 à 5 m. Il permet de mesurer la perméabilité du massif rocheux. L'unité Lugeon (UL) correspond à l'absorption de 1 litre d'eau par mètre de forage et par minute sous une pression de 10 bars.

Tableau III.2.9 : Classification usuelle.[mémoire de synthèse-ANBT]

Valeur (UL)	Qualification	Perméabilité
< 1	Massif très peu perméable	Étanche
1 à 5	Peu perméable	Acceptable pour fondation de barrage
5 à 10	Moyennement perméable	Traitement léger
10 à 20	Perméable	Traitement nécessaire
> 20	Très perméable	Traitement important (injection)

80 essais ont été exécutés, dont 57 essais dans les sondages F01, F02, F03 et F04 sur le site et 23 dans les sondages F05 et F06 sur les deux cols en rive droite.

Les tableaux suivants donnent les résultats de ces essais par tranche de 10 m de profondeur séparément pour le site et les cols.

Tableau III.2.10 : Récapitulatif des essais Lugeon du site (sondages F01, F02, F03 etF04).[mémoire de synthèse-ANBT]

UL	0-10m	10-20 m	20-30 m	30-40 m	>40 m	Total	%
0 à 1	2	5	4	4	22	37	64.9%
1 à 5	3	2	4	4	4	17	29.8%
5 à 10	-	-	-	-	-	0	0.0%
10 à 20	-	-	-	-	-	0	0.0%
>20	2	1	-	-	-	3	5.3%
Total	7	8	8	8	26	57	100.0%

Tableau III.2.11 : Récapitulatif des essais Lugeon sur les cols (sondages F05 et F06).[mémoire de synthèse-ANBT]

UL	0-10m	10-20 m	20-30 m	30-40 m	>40 m	Total	%
0 à 1	-	-	-	-	-	0	0.0%
1 à 5	-	2	2	2	-	6	26.1%
5 à 10	1	1	1	1	-	4	17.4%
10 à 20	-	1	2	-	-	3	13.0%
>20	2	4	1	3	-	10	43.5%
Tital	3	8	6	6	-	23	100.0%

En conclusion

Les 57 essais Lugeon réalisés dans les sondages F01 à F04 montrent que le massif de fondation du barrage est globalement étanche à très peu perméable :

- 64,9 % des essais < 1 UL ;
- 29,8 % entre 1 et 5 UL ;
- Seuls 5,3 % > 20 UL, localisés uniquement dans les 20 premiers mètres.

Les valeurs élevées en surface traduisent une zone décomprimée et fissurée, tandis qu'au-delà, le rocher devient sain et imperméable. Les résultats ne montrent aucune dépendance à la lithologie : la perméabilité est contrôlée par la fracturation et la décompression du massif, non par la nature des terrains.

En conséquence, la fondation du site est favorable à l'implantation du barrage, moyennant un voile d'injection d'étanchéité et de consolidation sur les 10 à 20 premiers mètres, avec un critère de perméabilité résiduelle ≤ 3 UL.

III.3.Étude hydrologique et hydraulique :

L'étude hydrologique constitue une composante essentielle en hydraulique. Elle vise à déterminer et analyser les principaux paramètres hydrologiques d'un oued, notamment les débits de crue ainsi que les apports du bassin versant, qui servent de base au dimensionnement des ouvrages hydrauliques constituant l'aménagement.

Les paramètres hydrologiques fondamentaux pris en compte dans cette étude sont :
– les précipitations ;
– les apports liquides ;
– les crues et leurs caractéristiques;
– les apports solides.

III.3.1.Les précipitations:

L'analyse hydrologique du bassin versant de Bouzina met en évidence que les précipitations annuelles, relativement faibles (de l'ordre de 280 à 300 mm/an), sur un Bv = 161.8 km^2 ne génèrent qu'un ruissellement direct limité, estimé à environ 1,6 à 2,36 hm³/an avec une lame ruisselée moyenne annuelle de 9.9 mm à 14.6 mm.

Cependant, l'apport total au niveau du site du barrage atteint en moyenne près de 4 hm³/an, ce qui traduit l'existence d'une contribution hydrique supplémentaire importante. Cette différence s'explique principalement par le rôle des écoulements souterrains, alimentés par l'infiltration des eaux de pluie et la fonte nivale en période hivernale.

Les résultats du modèle hydrologique montrent que les sources représentent une part dominante des apports, pouvant atteindre environ 70 % en année sèche et 55 % en année moyenne. Cette contribution diminue en année humide, où le ruissellement direct devient plus important.

Ainsi, le fonctionnement hydrologique du bassin versant est caractérisé par une forte régulation naturelle, assurée par les réservoirs souterrains, qui permettent de soutenir les débits de l'oued malgré la faiblesse des précipitations. Ce comportement doit être pris en compte dans l'évaluation des ressources en eau et dans le dimensionnement de la retenue.

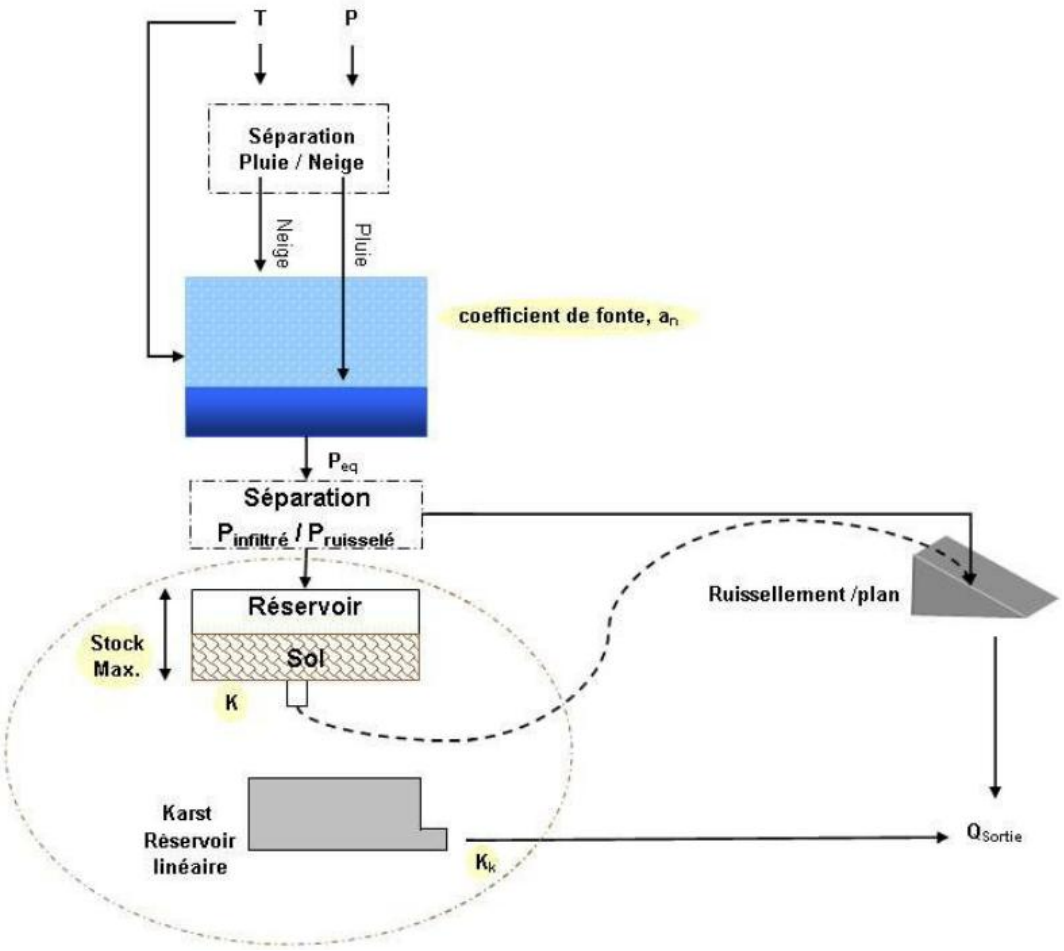


Figure III.3.4 : Fonctionnement hydrologique du bassin versant et transformation des précipitations en apports.[Etude hydrologique-ANBT]

III.3.2.Les apports liquides:

III.3.2.1.L'apport moyen internnuel:

L'apport internnuel de l'ouad et la répatition mensuelle des apport liquides moyens du cours d'eau de Bouzina est calculé et déduit à partir de la série synthétisée des apports générés de 145 ans.

- l'apport moyen interannuel de l'oued est de 4.38hm^3.

- la répartition mensuelle des apports liquide moyens est montrée dans le tableau ci-dessous.

Tableau III.3.1 : Répartition mensuelle des apports liquide moyens.[Etude hydrologique-ANBT]

Mois	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	totale
v (hm^3)	0.23	0.55	1.18	0.74	0.26	0.22	0.29	0.31	0.21	0.21	0.11	0.08	4.38

III.3.2.2.Les caractéristiques de l'écoulement

A) Lame d'eau écoulée :

$$L_e = \frac{A_{moy}}{S_{BV}}$$

A_{moy} **:** Apport moyen du bassin versant m^3;

S_{BV}: Surface du bassin versant m^2.

B) Coefficient de l'écoulement

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}}$$

L_e**:** Lame d'eau écoulée en mm ;

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en mm ;

C_e : Coefficient d'écoulement.

C) Module spécifique

$$M_0 = \frac{Q_0}{S_{BV}} \quad \text{ou} \quad Q_0 = \frac{A_{moy}}{T}$$

$$\text{Donc :} \quad M_0 = \frac{A_{moy}}{S_{BV} T}$$

A_{moy} : Apport moyen du bassin versant ;

T : Temps d'une année en "s" ;

S_{BV} : Surface du bassin versant

Tableau III.3.2 : Récapitulative des résultats

variable	Lame d'eau écoulée	Coefficient d'écoulement	Module spécifique (l/s.Km^2)
valeur	25.33	0.0883	0.804

D) Coefficient de variation

La variabilité de l'apport moyen annuel au niveau du bassin versant d'oued Bouzina s'évalue en calculant le coefficient de variation. Pour ce faire, nous allons utiliser les formules empiriques et la méthode d'analogie.

- Formule de Sokolovski

$$Cv=0,78 - 0,29\log M_0 - 0,063\log(S+1)$$

Où : M_0 : module de l'écoulement relatif (l/s.Km2) ;

S : Superficie du bassin versant en (Km2).

- Formule de Kritsky-Menkel:

$$Cv=\frac{0.83}{S^{0.06}.q^{0.27}}$$

Où : M_0 : module de l'écoulement relatif (l/s.Km2) ;

S : Superficie du bassin versant en (Km2).

- Formule d'Antonov :

$$Cv=\frac{0.83}{(S+1000)^{0.076}.}$$

- Formule de Padoun :

$$Cv=\frac{0.93K}{M_0^{0.23}}$$

K : coefficient de réduction varie entre (0.25 1.0), on prend K = 0.6

M0 : module spécifique de l'écoulement (l/s/Km2)

Tableau III.3.3 : récapitulatif des résultats de calcul du coefficient de variation.

Formule	Résultats
Sokolovski	0.613
Kritsky-Menkel	0.648
d'Antonov	0.485
Padoun	0.586

La formule de Padoun a donnée un **Cv** qui est proche à la moyenne,

on prend donc :

$$Cv=0.586$$

Le bassin versant étudié présente une faible productivité hydrique, caractéristique des régions semi-arides, avec seulement 8,83 % des précipitations transformées en écoulement, tandis que plus de 91 % des apports sont perdus par évaporation, évapotranspiration et infiltration. Ce comportement hydrologique traduit un climat chaud et sec, associé à des formations relativement perméables et/ou à un couvert végétal favorisant l'infiltration, ainsi qu'à une morphologie peu propice au ruissellement (pentes faibles à modérées). Le module spécifique enregistré, inférieur aux valeurs observées dans les bassins humides (>10 l/s/km²), confirme que le bassin appartient à la catégorie des bassins à écoulement faible. Par ailleurs, les apports annuels se distinguent par une forte irrégularité interannuelle, mettant en évidence un régime hydrologique instable, marqué par l'alternance d'années excédentaires et déficitaires. Cette variabilité impose, dans le cadre du dimensionnement des ouvrages hydrauliques, une approche prudente intégrant un volume de stockage suffisant, ainsi que le recours à des analyses fréquentielles des apports (années sèches de probabilité 80 % à 90 %) afin d'assurer la fiabilité et la pérennité de la ressource.

III.3.3.ETUDES DES CRUES

III.3.3.1.Historique des crues dans la région :

Crue de 16 août 2002 au barrage barbar

On constate que pendant presque deux heures (de 18 à 19h30 ou 020h) tombait la pluie de forte intensité. L'intensité de l'averse, estimée à environ 140 mm (en une heure) a provoqué l'écoulement maximal (pic de l'onde) de 2300 m3 /s environ et le volume du corps de crue (onde) de 17 millions de m^3. Source [ANBT]

Crues de l'otonome 1969

Une succession d'événements classiques (dépressions atlantiques) ou de type "gouttes froides" (dépressions sahariennes chargées en eau dans le golfe de Gabès) a provoqué une extraordinaire série de crues en septembre et octobre 1969 sur l'ensemble de notre zone d'études (ainsi qu'en Tunisie).

A Biskra, où la pluie annuelle est de 138 mm, il est tombé 297.5 mm en septembre 1969 et 150 en octobre (590 mm de janvier à décembre). La série a commencé avec des orages de grêle le 9 septembre, puis le 13. Mais c'est les 27 et 28 septembre qu'arrive la première catastrophe: on a enregistré 134 mm de pluie à Tolga de 18 h le 27 à 18h le 28, 168 mm à Biskra de 15h le 27 à 15 h le 28 (dont 40 mm de 6 à 9h le 28), et 208 mm en 1 jour à Barika.

Le mois d'octobre commence lui aussi par des orages de grêle, éclatant ça et là du 1 au 5. Une perturbation méditerranéenne classique provoque quelques déluges vers le 22 octobre (166 mm entre 12h30 et 18h à Tolga). Puis la situation de fin septembre se reproduit, et apporte de nouvelles inondations, plus au sud cette fois (Oued Metlili, Ouargla). La dépression remonte ensuite vers le nord, pour donner des pluies journalières de plus de 70 mm les 28 et 29 d'Oran à Jijel (86 à Oran, 111 à Cherchel, 118 à Cap Bengut).

Les caractéristiques principales des précipitations de septembre et octobre 1969 est leur vaste extension territoriale et leur longue durée (de l'ordre de la journée). Ces pluies provoquent donc des crues catastrophiques sur des grands bassins versants (jusqu'à plusieurs milliers de km^2).Source [ANBT]

Pluies extermes

Il semble que la topographie entourant le bassin versant de Bouzina protège celui-ci des pluies de type "gouttes froides", pluies en provenance du golfe de Gabès. Ceci permet d'expliquer que les valeurs de pluies journalières pour les périodes de retour de plus de 100 ans soient plus faibles que celles prisent lors des études faites à Barika, Ouldja et Chebabta, ou le phénomène de "gouttes froides" avait été pris en compte.

Les figures suivantes montrent les maximums annuels de pluie pour les trois années (1935, 1969 et 1992) ou des événements de type "gouttes froides" se sont présentés dans la zone étendue. On remarquera que la région de Bouzina n'a pas été touchée directement, mais vu la localisation du bassin versant de Bouzina, cette possibilité est réelle, surtout dans le domaine de plus grande probabilité d'apparition, à savoir des périodes de retour supérieures à 100 ans.

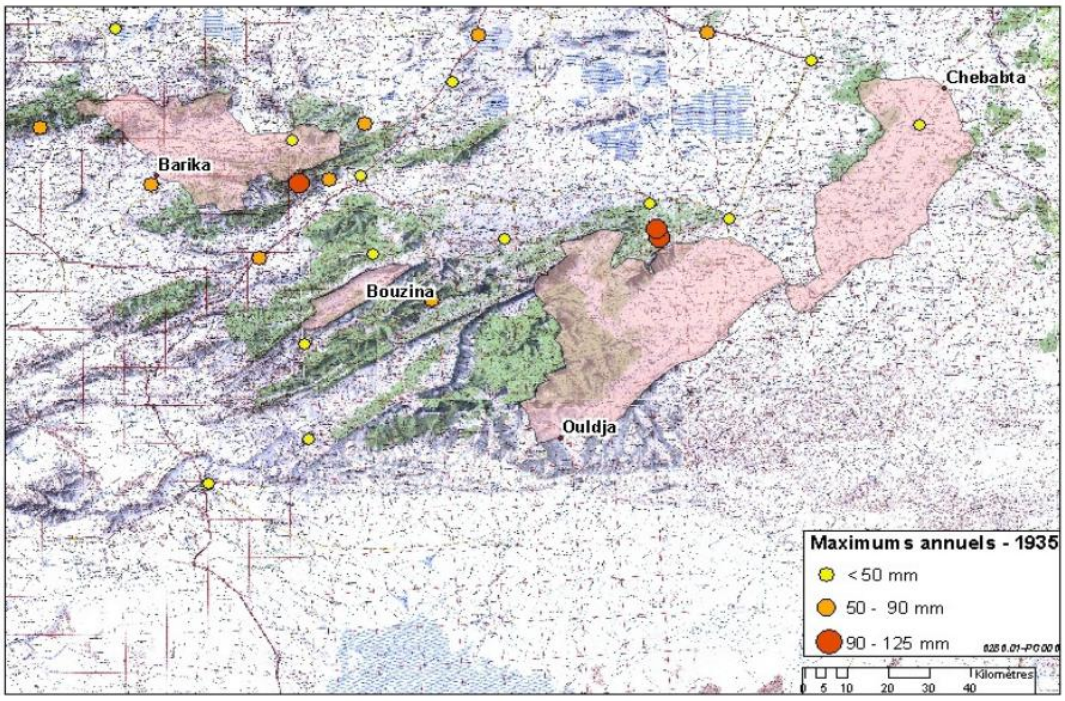


Figure III.5 : Maxima annuels 1935.[Etude hydrologique-ANBT]

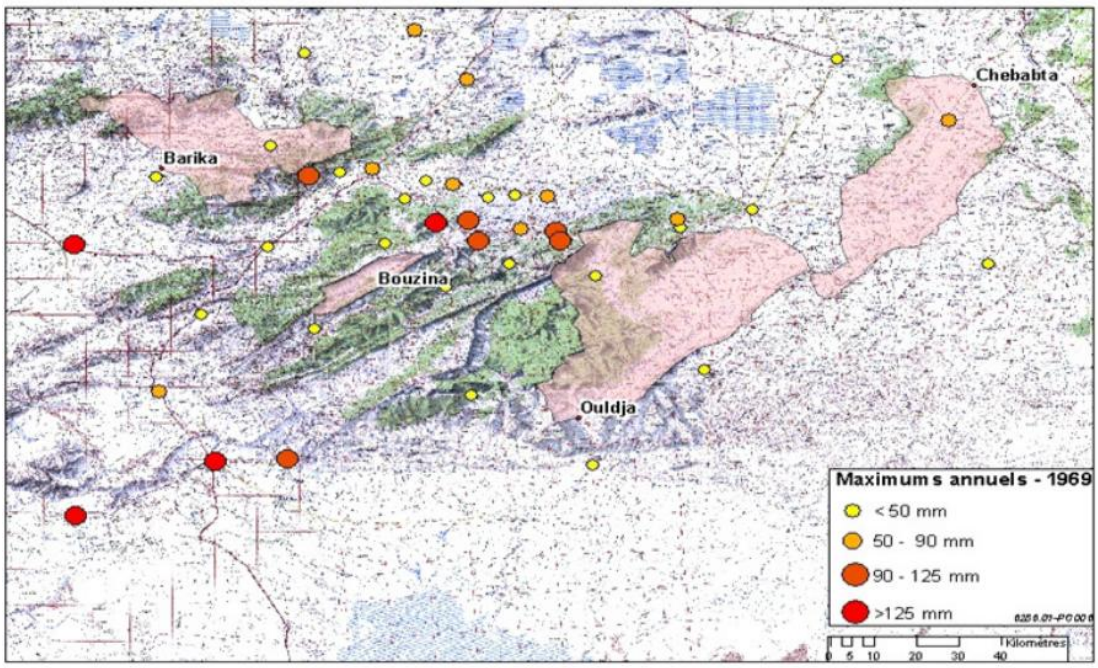


Figure III.6 : Maxima annuels 1969.[Etude hydrologique-ANBT]

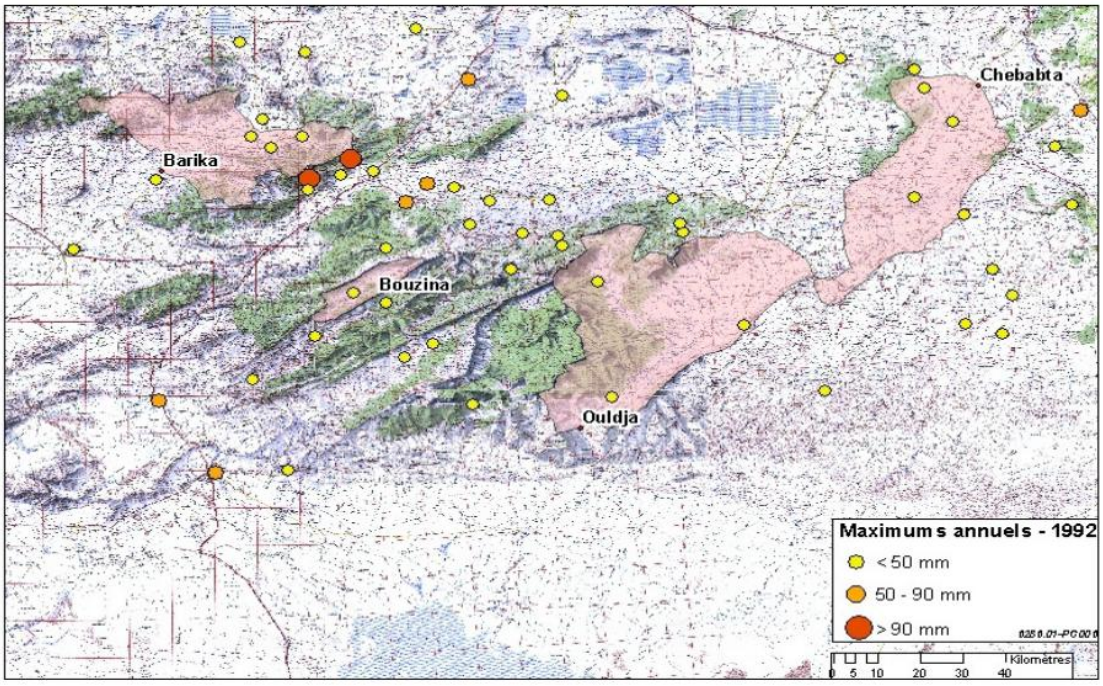


Figure III.6 : Maxima annuels 1992.[Etude hydrologique-ANBT]

III.3.3.2.Calcul de débit maximal de crues

Pour le calcul de débit 3 méthodes sont appliqué:

A) Méthode de SPEED

La méthode de SPEED est une méthode empirique utilisée en hydrologie pour estimer les débits de crue à partir des caractéristiques du bassin versant.Elle est surtout utilisée pour des estimations rapides.

B) Modélisation des crues (modèle HEC-HMS):

Pour les calculs des crues il a été utilisé le modèle HEC–HMS. La fonction de production est celle d'une approche SCS, et la fonction de transfert, l'onde cinématique sur plan et collecteurs. Pour la modélisation, le bassin versant à été subdivisé en cinq sous bassins . Les différents paramètres du modèle sont la surface, la fonction de production, le ruissellement et le réseau de collecte, etc. La superficie.

Tableau III.3.4 : Débits maximums des ondes de différents périodes de retour modèlè HEC-HMS.[Etude hydrologique-ANBT]

T (ans)	10	20	50	100	500	1000	5000	10000
$Q_{max} m^3/s$	60	119	244	379	1509	1742	2316	2585
V (hm^3	2.5	4.0	6.4	8.5	24.4	27.3	34.1	37.2

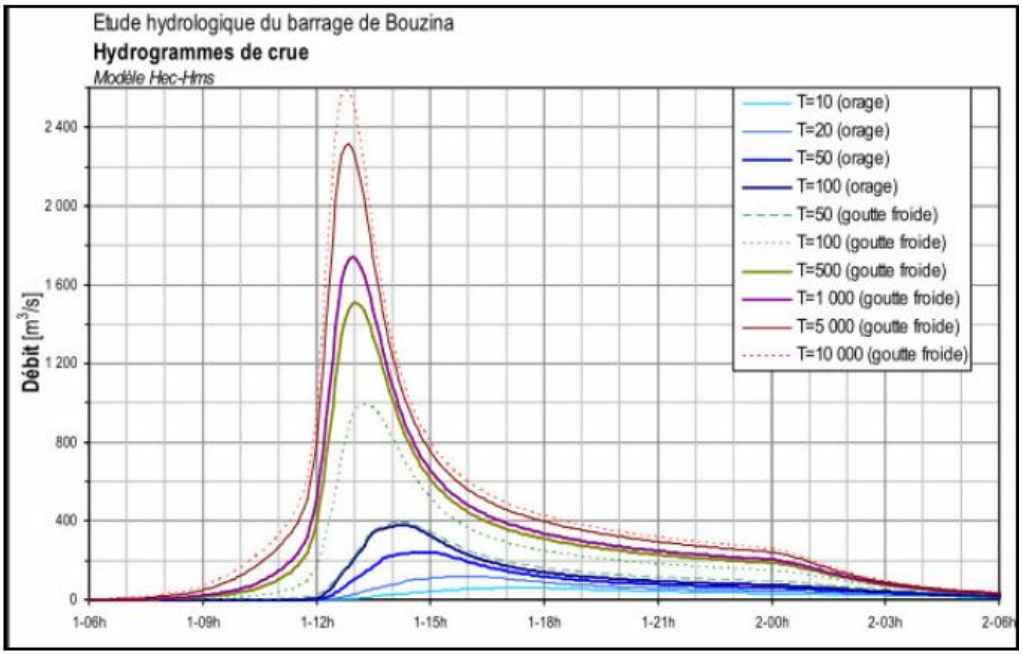


Figure III.7 : Hydrogramme de crue -modéle HEC-HMS.[Etude hydrologique-ANBT]

C) Modèle de l'hydrogamme synthétique unitaire et la méthode SCS

Pour le calcul des crues de l'oued Bozuina, on a appliqué la méthode de l'hydrogramme synthétique unitaire complexe. Dans la méthodologie choisie est utilisée la pluie sommaire de durée considérablement plus longue ce qui est plus critique du point de vue des écoulements maximums. La pluie de plus longue durée est prise en considération et elle est décomposée en plus grand nombre d'intervalles de temps plus petits. Pour chaque intervalle de temps, la pluie effective est calculée. Des pluies effectives ainsi obtenues sont différemment combinées. Chaque combinaison donne lieu à un hydrogramme synthétique complexe. En définitive on adopte un hydrogramme synthétique complexe, issu d'une répartition critique des pluies, qui donne le débit de pointe.

Tableau III.3.5 Débits maximums et volumes des ondes de différentes périodes de retour-modéle de l'hydrogramme synthétique unitaire et méthode SCS.[Etude hydrologique-ANBT]

T (ans)	10	20	50	100	500	1000	10000
$Q_{max} m^3/s$	73	140	269	426	1078	1360	1730
V (hm^3	2.0	3.5	6.8	10.7	27.2	34.3	43.6

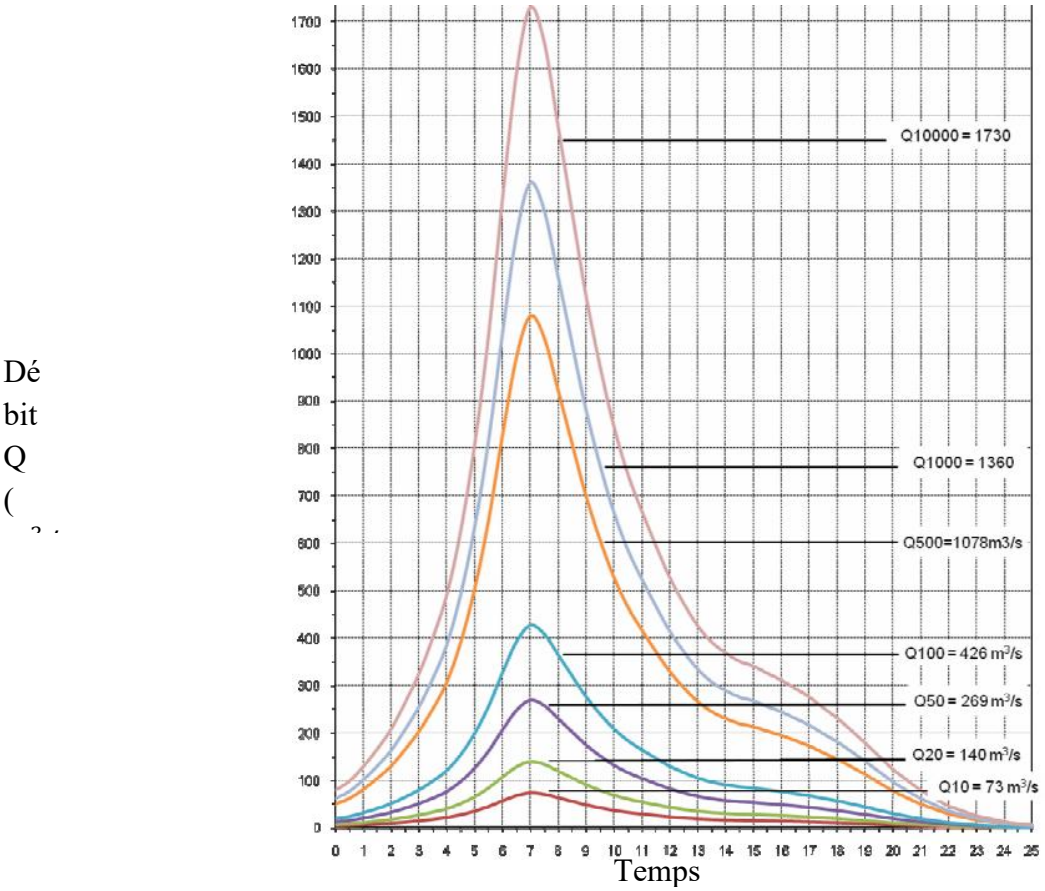


Figure III.8 ; débit max en fonction de temps.[Etude hydrologique-ANBT]

D) SYNTHESE DES RESULTATS ET CRUES DE PROJET

Les différences plus importantes entre les résultats du calcul des débits maximums selon les deux méthodes appliquées, pour les périodes de retour de 100 ans ne sont pas constatées. Vu que la grandeur principale d'entrée était la même pour les deux modèles (hyétogrammes des pluies maximales), il serait logique que les résultats définitifs soient similaires. Il a y de grandes différences pour les périodes de retour supérieures à 100 ans, ce qui est la conséquence directe d'utilisation de deux types de modèle et des autres paramètres du modèle (les pluies maximales sont égales). Le modèle HEC-HMS a supposé un temps très court de concentration des ondes (dans les sous bassins versants séparés) et la plus critique superposition des pics des ondes uniques des sous bassins, ce qui a résulté par un pic très haut et sa forme allongée. Pour les périodes de retour au-delà de 1000 ans, cette approche a donné des débits de pointe maximums extrêmes, supérieurs à tous les indicateurs attendus dans la zone étendue (enveloppes des crues), mais les volumes des

ondes plus petits.

Le modèle de l'hydrogamme synthétique unitaire a pris en considération le bassin versant entier, la pluie de longue durée de 24 heures, et la concentration plus réelle des crues du point de vue de temps. Par ce modèle sont analysées les conditions plus réelles des écoulements dans le bassin versant, tant du point de vue des débits maximums, que des volumes des ondes de crue.

Les résultats obtenus par application du modèle de l'hydrogramme synthétique unitaire complexe et de la méthode SCS sont adoptés en tant que plus consistants au niveau régional et un peu plus critiques pour les calculs des organes d'évacuation.

Tableau III.3.6 : Débits maximums et volumes des ondes de différentes périodes de retour.[Etude hydrologique-ANBT]

T (ans)	10	20	50	100	500	1000	10000
$Q_{max} m^3/s$	73	140	269	426	1078	1360	1730
V (hm^3	2.0	3.5	6.8	10.7	27.2	34.3	43.6

III.3.4.DÉBITS SOLIDES

La visite du bassin versant de l'oued Bouzina a permis d'identifier plusieurs formes d'érosion.

- Erosion en nappe courante où des particules de sol superficiel sont uniformément répartis sur toute la superficie du bassin versant, y appartient également l'érosion pluviatile,
- Erosion laminaire ou en couche, où le transport du sol est effectué en couches minces, par des lames d'eau d'épaisseur inégale,
- Erosion de dégradation, lors des pluies fortes, outre les particules fines fait

détacher, sur le versant, également les fragments de roche grossiers.

À ces formes s'ajoutent l'érosion mixte, caractérisée par la formation de rigoles et de petits ravins, l'érosion linéaire sous forme de ravinements profonds, ainsi que l'érosion fluviale qui affecte le lit du cours d'eau principal par des éboulements, la destruction des rives et la formation de bancs lors des crues.

Ces phénomènes résultent de la combinaison d'un relief défavorable, d'un substrat peu résistant, de la dégradation du couvert végétal, des conditions climatiques et des pratiques anthropiques inadaptées, notamment l'exploitation des sols en pente et les coupes forestières non planifiées.

Au niveau des crêtes, constituées de calcaires du Crétacé supérieur, l'érosion reste faible malgré la dénudation des sols, grâce à une végétation steppique arbustive adaptée aux conditions climatiques locales. En revanche, les versants à fortes pentes sont fortement affectés par des ravinements profonds et denses. Les fonds de vallée, formés de terrains argilo-gréseux issus de l'accumulation des particules érodées en amont, bénéficient d'une bonne protection grâce aux cultures irriguées (palmiers, arbres fruitiers, cultures maraîchères).

Sur le haut plateau (vallée de l'oued Nerdi), l'agriculture sèche et le pâturage dominent. L'analyse des pratiques culturales a révélé que 45 % des surfaces sont labourées sans respecter la ligne de niveau, ce qui favorise l'érosion en nappe et l'appauvrissement progressif de ces sols déjà fragiles.

La nature des sédiments déposés varie selon la position dans le réseau hydrographique. Le cours inférieur, à faible pente, concentre les dépôts grossiers issus du charriage, tandis que les cours moyen et supérieur présentent majoritairement des sédiments fins transportés en suspension.

L'envasement des retenues constitue la conséquence majeure de l'érosion pour les ouvrages hydroagricoles. Son intensité dépend de multiples facteurs hydrologiques, hydrauliques et sédimentologiques, ainsi que du régime d'exploitation de la retenue. Les mesures directes du transport solide étant complexes et coûteuses, elles demeurent rares sur les cours d'eau mineurs. De plus, les mesures classiques sous-estiment souvent les valeurs réelles, car les crues, qui représentent plus de 80 % du transport solide annuel, échappent fréquemment aux relevés. Pour pallier ce manque de données, le recours aux méthodes empiriques s'impose et fournit des résultats jugés suffisamment fiables.

Les processus érosifs et le régime des débits solides du bassin versant de Bouzina ont été étudiés à la combinaison des formules empiriques, données de concentration sédimentaire issues de bassins algériens similaires, levés bathymétriques des retenues voisines et documentation technique disponible. La tranche morte du barrage de Bouzina a ainsi été estimée à 3,2 hm^3 sur 50 ans, valeur retenue comme déterminante.

Cette estimation a été vérifiée à partir des observations de terrain et de l'analyse des paramètres du bassin versant, en appliquant la méthode de Gavrilović pour la production sédimentaire et celle de Poljakov pour le transport solide. Le bassin a par ailleurs été subdivisé en unités hydrologiques homogènes afin d'identifier les zones les plus vulnérables à l'érosion et d'orienter les mesures de protection à mettre en œuvre.

Calcul des volumes moyens annuels de matériaux érodes produits dans le bassin versant :

Le calcul est effectué selon la méthodologie de Gavrilović :

$$W_{an}=\text{T.H.}\sqrt{Z^3}.H_{an}.\pi$$

W_{an} :produit totale des matériaux érodes en m^3/an.

T: coefficient de température $\text{T}=\sqrt{\frac{t^\circ}{10,0}+0.1}$.

t°: température moyenne annuelle.

H_{an}: hauteur de pluie moyenne annuelle.

F : superficie du bassin versant.

Z : coefficient d'érosion.

La production totale des débits solides pour le bassin versant entier est de W_{an}=306.915m^3/an, tandis que la production spécifique par 1 Km^2 est de l'ordre de 1.906 m^3/an/Km^2. Source [ANBT].

Calcul de transport solide charrie et en suspension :

Le calcul du transport solide charrié et en suspension pour le site de barrage de Bouzina est effectué selon la méthode BV Poljakov :

$$\text{V}=\frac{M*F}{10^3*y_1}*31.5*10^6(1+\frac{ß}{y_2})$$

V - volume total de débits charrié et en suspension en (m3 /an) .

Le volume total entre les débits solides charrié et en suspension parvenant au droit du site de Bouzina s'élève à **V = 94.446** m3 /an, dont **84 %** ou **79.093** m3 /an de débit solide en suspension et **16%** ou **15.353** m3 /an de débit solide charrié.

L'apport spécifique des débits solides au droit du site de s'élève à **586** m3 /an/km2 .

Lorsque de la valeur, obtenue par le calcul, du volume des débits solides moyen annuel parvenant au site du barrage, on supprime environ 30%, ce qui est pourcentage

correspondant aux effets des travaux anti-érosifs, il est possible de constater que le volume de la tranche morte de la retenue de Bouzina, de l'ordre de 3,2 hm3 pour 50 ans, est adopté de manière correcte. Source [ANBT]

III.3.5.Régularisation :

La retenue de Bouzina a pour vocation d'assurer l'approvisionnement en eau potable des populations locales ainsi que l'irrigation des terres agricoles environnantes. Le dimensionnement de sa cuvette doit être établi en adéquation avec les ressources hydrologiques disponibles dans le bassin versant qu'elle contrôle.

L'objectif de cette étude consiste à dimensionner la cuvette en tenant compte des besoins en eau estimés des futurs usagers. L'évaluation de la capacité de la retenue repose sur l'analyse des relations entre, d'une part, le volume régularisé et, d'autre part, le volume utile ainsi que la cote de la retenue normale. L'enjeu est donc d'optimiser le volume régularisé en maximisant son rendement tout en maintenant les coûts dans des limites raisonnables.

Les développements qui suivent présentent la méthodologie de calcul adoptée pour déterminer la capacité de la retenue de Bouzina. À partir des résultats issus de la simulation du fonctionnement de l'ouvrage, nous proposons une capacité optimale ainsi que les cotes de retenue normale correspondantes pour ce futur aménagement.

Le dimensionnement du volume utile de la retenue a été réalisé par le bilan des apports, besoins des consommateurs et pertes de la retenue. Le calcul a pris en considération le principe où le changement du volume d'eau dans la retenue est calculé à partir de l'équation du bilan:

$$V_i=V_{i-1}+(Q_i+P_i-D_i-E_i-F_i-d_i)\Delta t$$

V_i - volume de la retenu au moment t_i=iΔt,

V_{i-1}- volume au moment t_{i-1}=(i-1)Δt,

Qi - apport à la retenue dans le pas de temps *i*,

Pi - précipitations à la surface de la retenue dans le pas de temps *i*,

Di - consommation dans le pas de temps *i*,

Ei - pertes dues à l'évaporation de la retenue pendant le pas de temps *i*,

Fi - pertes dues aux infiltrations dans le pas de temps *i*,

di - déversé de la retenue dans le pas de temps i.

Le modèle (figure) repose sur un bilan hydrique entrées-sorties au pas de temps mensuel, confrontant les apports naturels aux besoins des usagers selon leurs critères de satisfaction. L'infiltration est négligée à ce stade ; les autres termes du bilan sont estimés et intégrés au calcul.

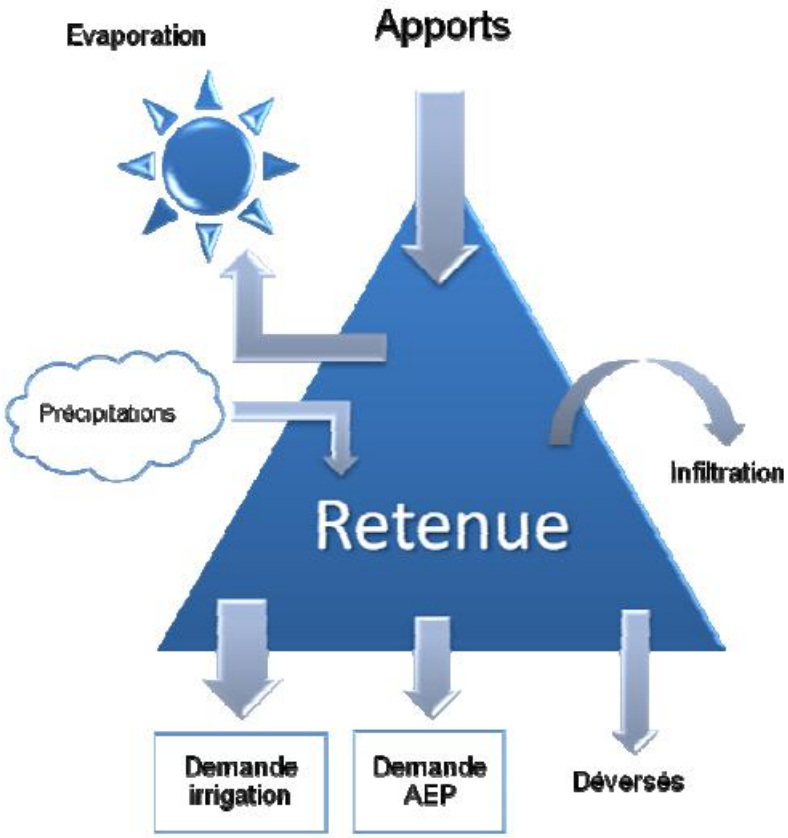


Figure III.9 : Bilan d'eau de la retenue.[Etude hydrologique-ANBT]

Paramètres régissant l'évolution du volume stocké :

- Apports mensuels moyens sur la période de simulation ;
- Caractéristiques morphométriques de la retenue : courbes Hauteur–Surface–Volume (H-S-V) ;
- Évaporation depuis le plan d'eau ;
- Déversement (lâchers de crue au-delà de la cote de retenue normale) ;
- Demandes en eau potable (AEP) ;
- Demandes d'irrigation ;
- Répartition interannuelle et mensuelle des besoins ;
- Règles de gestion : niveau de garantie requis et coefficients de restriction appliqués en cas de déficit.

III.3.5.1Données d'entrée et paramètres de simulation :

A) Courbe du volume

La courbe du volume a été obtenue par la planimétrie des cartes topographiques existantes pour l'espace de la future retenue. La courbe du volume, qui représente le rapport entre la hauteur (cote) et le volume de la retenue peut être présentée à travers la corrélation suivante:

$$\mathbf{V = 0.0000178}H^{3.405}\ (\mathrm{hm}^3)$$

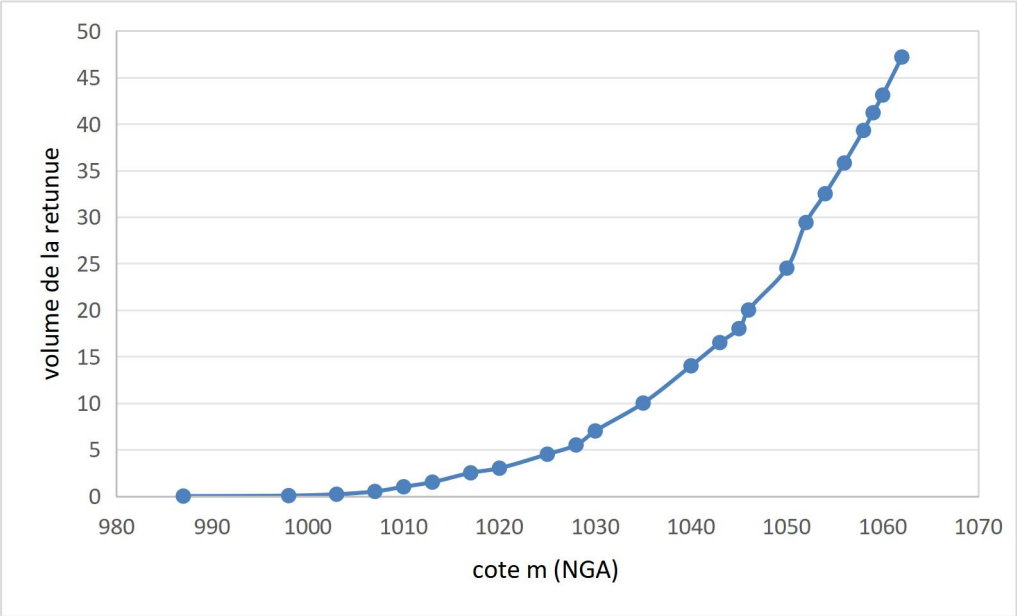


Figure III.9 : Courbe de volume de la retunue de bouzina.[Etude hydrologique-ANBT]

B) Courbe de la surface

La courbe de la surface a été présentée à travers le rapport de la hauteur (cote) et la surface de la retenue sous forme de la corrélation suivante:

$$S = 0.0086 \cdot H^{2.315}\ (\mathrm{ha})$$

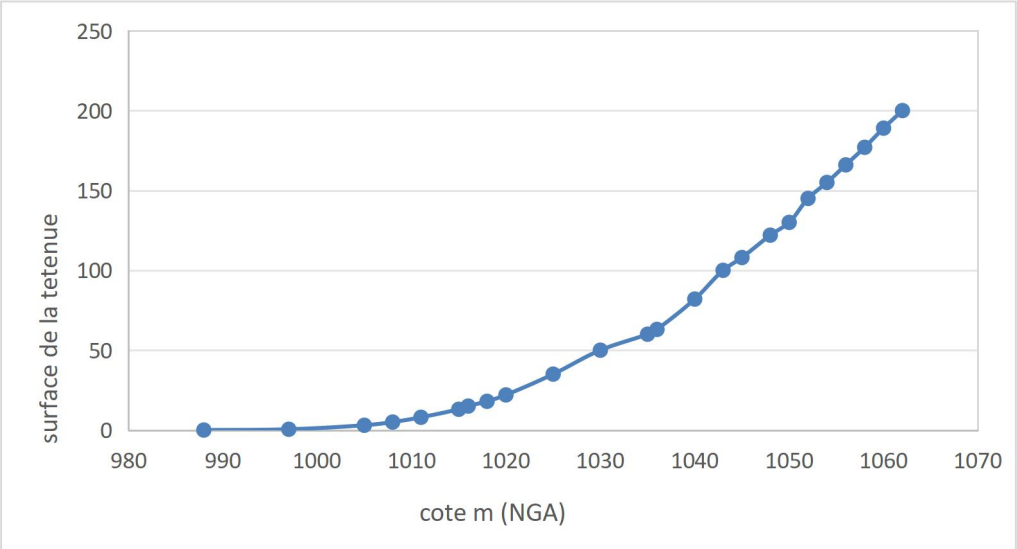


Figure III.10 : Courbe de la surface de la retuneu de bouzina.[Etude hydrologique-ANBT]

C) Données hydrologiques pour la régularisation

L'étude de la régularisation de la retenue du barrage de Bouzina est basée sur les précipitations et les apports liquides du bassin versant.

Les précipitations annuelles moyennes (280 à 300 mm/an) génèrent un ruissellement direct limité (≈ 1,6 à 2,36 hm³/an). Cependant, l'apport moyen au barrage atteint 4,38 hm³/an, en raison d'une contribution importante des écoulements souterrains (sources), particulièrement dominante en années sèches et moyennes.

Les apports présentent une forte variabilité saisonnière, avec un maximum au printemps (pic en mars : 1,18 hm³) et des valeurs faibles en automne-hiver.

Pour la régularisation, une série synthétique de 145–146 ans d'apports mensuels a été utilisée, permettant de représenter la variabilité interannuelle et d'assurer la fiabilité des simulations.

Evaporation

Les données sur l'évaporation de la retenue de Bouzina sont définies dans le cadre du

chapitre 2. L'évaporation est définie au niveau mensuel, sur la base de la moyenne pluriannuelle et comme telle a été utilisée lors de la simulation.

La figure présente la valeur de l'évaporation au niveau mensuel.

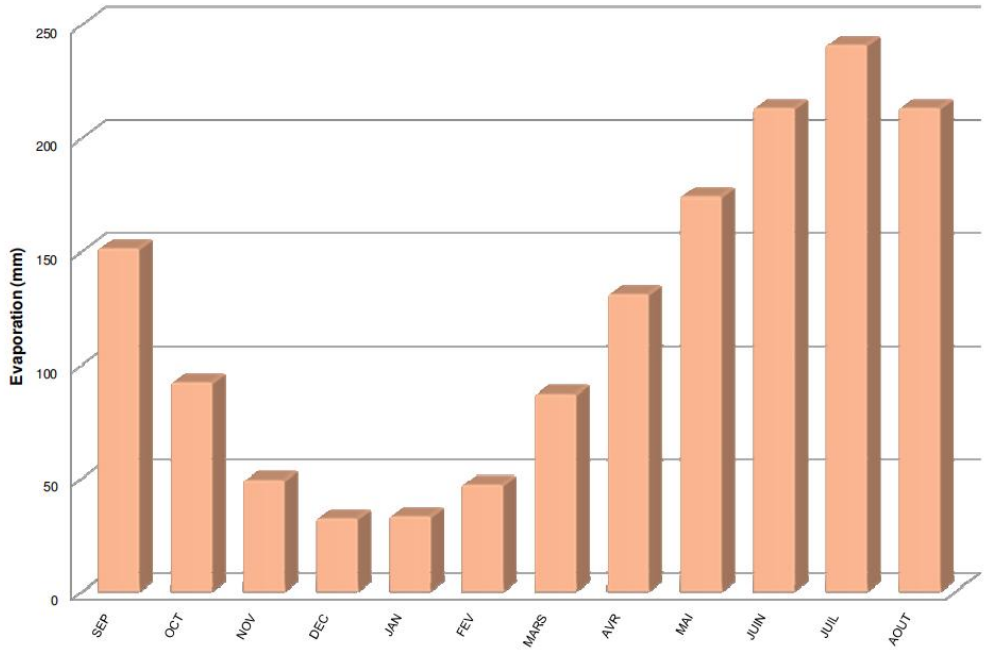


Figure III.11 : Evaporation sur le site du barrage de Bouzina – valeurs mensuelles.[Etude hydrologique-ANBT]

D) **PERIODE DE LA SIMULATION**

Les simulations du régime de fonctionnement de la retenue de Bouzina ont été réalisées pour la série synthétique des débits moyens mensuels de l'oued Bouzina dans la période 2000 – 2145. Cette série synthétique est définie sur la base des données disponibles sur les mesures hydrologiques – météorologiques et les observations effectuées dans la période passée.

En fonction de la destination de la retenue de Bouzina, prévue pour l'alimentation en eau et les besoins d'irrigation, il a été estimé que cette série synthétique de 146 ans est tout à fait adéquate au niveau requis pour l'étude de régularisation, avec restriction qu'elle a été crée sur la base des caractéristiques statistiques d'une période relativement courte d'observation des valeurs déterminantes. En tenant compte de tous les avantages et désavantages d'une telle série, on peut dire qu'elle permet de faire une analyse du futur régime d'exploitation de la retenue de Bouzina.

E) **BESOINS EN EAU**

La retenue de Bouzina est principalement destinée à l'alimentation en eau, et puis aux irrigations des surfaces agricoles. De ce fait, le dimensionnement du volume utile de la retenue se fait selon les besoins de ces usagers.

L'ANBT a défini les besoins en eau pour les irrigations à environ 1,25 millions m3/an, tandis que le reste de l'eau disponible est destiné aux irrigations. De même, existe la demande de maximiser le volume régularisé, réservé pour les besoins des irrigations. Cette demande a été respectée, soulignant qu'à cette occasion on a pris soin de l'utilisation rationnelle du potentiel hydrologique du bassin versant, contrôlé par le barrage de Bouzina.

La répartition mensuelle des besoins en eau potable et en eau pour les irrigations est également définie par l'ANBT et d'après les analyses effectuées dans les phases précédentes de ce projet. Cette répartition mensuelle, exprimée en pourcents, par rapport aux besoins annuels, figure dans le Tableau :

Tableau III.3.7 : Répartition mensuelle des besoins en eau pendant l'année. **[Etude hydrologique-ANBT]**

	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	TOT
Répartition mensuelle de l'eau potable (%)	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	9.0	9.0	9.0	9.0	100
Répartition mensuelle de l'eau pour les irrigations (%)	12.0	11.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	7.0	13.0	17.0	21.0	18.0	100

F) CRITERES DE L'ASSURANCE

Lors du dimensionnement de la retenue de Bouzina, nous avons défini certains critères et limites qui portent sur l'approvisionnement en eau aux usagers.

Un des critères utilisés dans l'usage de l'ANBT porte sur l'assurance temporelle

pluriannuelle. Pour ce critère, il a été adopté que le système satisfait la condition qui assure l'alimentation en eau potable aux usagers sans déficit (satisfaction complète des besoins en eau potable des usagers) à 90% du temps du fonctionnement de la retenue, à savoir 90% des années de la série synthétique considérée. Concernant les besoins en eau pour l'irrigation, ce critère est 80% de la série synthétique considérée sans réductions.

Pour la retenue de Bouzina, l'assurance quantitative est définie seulement pour l'usager alimentation en eau potable. Elle fait 10% restants du temps du fonctionnement de la retenue lorsque le système n'est pas en mesure de fournir l'eau en volume requis. Le critère adopté comprend que dans les périodes de réduction il faut livrer aux usagers au minimum 20 % de la quantité de l'eau potable demandée et préalablement définie.

G) ETAPES DU CALCUL ET RESULTATS DES SIMULATIONS EFFECTUEES

Lors du calcul, on a effectué le contrôle de l'assurance des usagers pour les cotes de

retenue normale préalablement définies, soit du volume utile de la retenue, avec les niveaux des besoins en eau potable et en eau pour l'irrigation préalablement définis.

Une telle approche a conditionné le premier pas dans le calcul, la détermination des besoins totaux en eau. Tout en respectant la demande de maximisation de l'utilisation des apports, ainsi que le potentiel hydrologique du bassin versant, contrôlé par le barrage, il a été estimé le niveau de la livraison possible aux usagers qui fait 1.25hm3/an de l'eau potable (demande par l'ANBT) et environ 2.0 hm3 /an de l'eau pour l'irrigation. Avec de telles définie données d'entrée principales, il fallait respecter les critères fixés de l'assurance de la livraison.

En vue de la définition de la capacité de la retenue, le calcul a été effectué pour quelques cotes de retenue normale de 1035.0 à 1053.0 m NGA.

A la figure , on présente le changement du niveau dans la retenue de Bouzina, sous

forme des résultats de la simulation, pour la cote de retenue normale de 1045.0 m NGA. Il s'est avéré que cette solution satisfaisait les besoins en eau préalablement définis, tout en

respectant les critères d'assurance fixés. Pour cette valeur, le volume utile se situe autour de 18 millions m3 .

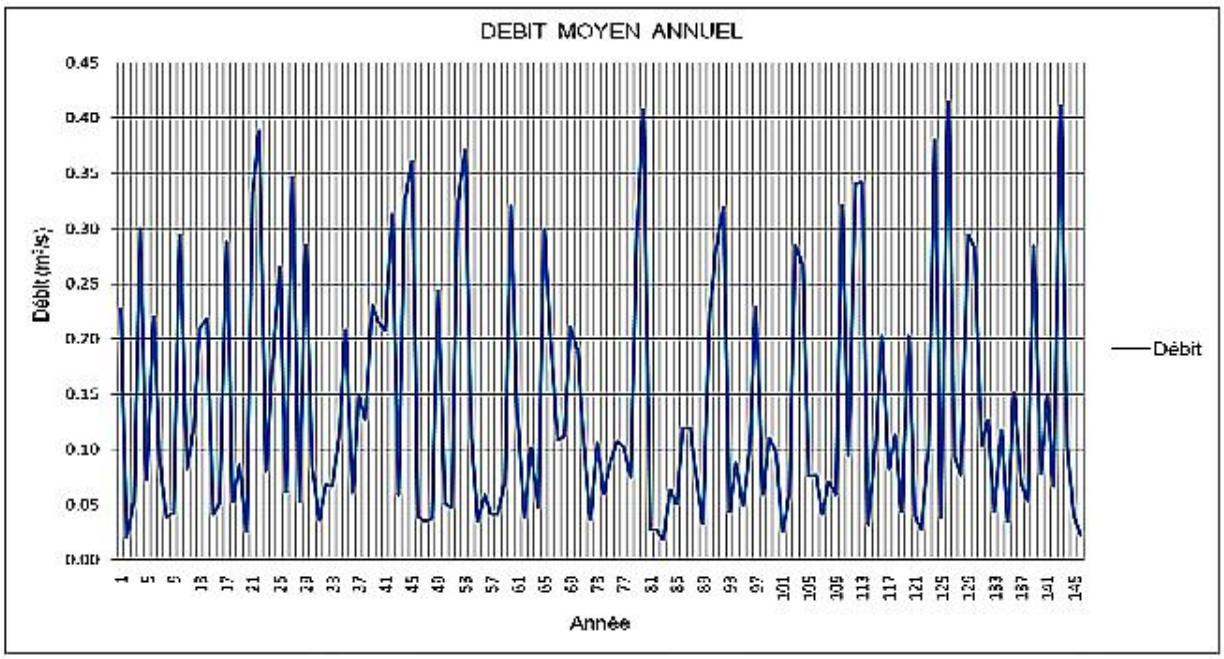


Figure III.12 : Changement du niveau dans la retenue de Bouzina – résultats de la simulation pour la CRN 1045.0 m NGA.[Etude hydrologique-ANBT]

L'analyse de la relation entre le volume régularisé et la cote du niveau dans la retenue, c'est-à-dire de la relation entre le volume régularisé et le volume utile de la retenue, est donnée ci après sous forme de tableau (tableau III.3.8). Y est présenté l'assurance de la livraison au consommateur de l'eau potable en tant que consommateur primaire et critique dont les besoins doivent être satisfaits. La Figure III.13 donne le graphique où il est possible de voir l'accroissement de la cote de retenue normale (et du volume utile nécessaire) par rapport à l'augmentation des besoins en eau potable et en eau pour l'irrigation.

Tableau III.3.8 : Résultat de la simulation pour les variantes analysées.[Etude hydrologique-ANBT]

var	RN	V_{util}	$V_{dem-irr}$	$V_{dem-aep}$	$V_{rea-irr}$	$V_{rea-aep}$	V_{reg}	$P_{temp-aep}$	$P_{temp-irr}$	V_{dev}	V_{evap}
	(m)	hm^3	hm^3/an	hm^3/an	hm^3/an	hm^3/an	hm^3/an	%	%	hm^3/an	hm^3/an
1	1035	6.67	1.31	1.25	1.262	1.228	2.491	93.15	80.82	1.141	0.802
2	1040	10.59	1.75	1.25	1.685	1.230	2.914	92.47	82.19	0.583	0.932
3	1045	15.1	2.00	1.25	1.944	1.233	3.177	91.78	80.14	0.233	1.030
4	1050	21.51	2.13	1.25	2.057	1.225	3.283	93.15	80.82	0.046	1.127
5	1053	25.33	2.18	1.25	2.091	1.223	3.314	91.78	80.14	0.008	1.150

CRN - cote de retenue normale

VREG - volume régularisé

VUTIL - volume utile

VDEM-IRR - volume demandé pour les irrigations

VDEM-AEP - volume demandé pour l'AEP

VREA-IRR - volume fourni pour les irrigations

VREA-AEP - volume fourni pour l'AEP

PTEMP AEP - assurance temporelle en eau pour l'AEP

PTEMP IRR - assurance temporelle en eau pour les irrigations

VEVAP - volume évaporation

VDEV - volume déversé

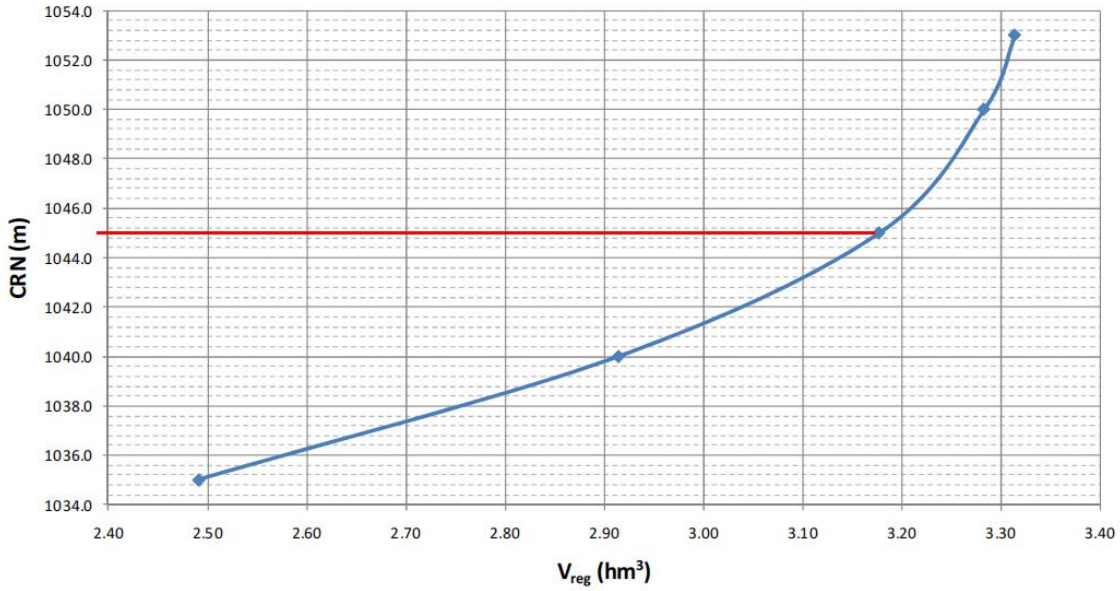


Figure III.13 : Dépendance du volume régularisé et de la cote de retenue normale de la retenue de Bouzina.[Etude hydrologique-ANBT]

D'après les analyses effectuées, il est estimé que pour la retenue de Bouzina on peut adopter la cote de retenue normale de 1045 NGA. Cette cote assure le volume utile de 18.2 millions m^3 environ, et le volume régularisé de 3.18 millions m^3.

Egalement, il est évident que chaque augmentation de la cote de retenue normale contribue à l'augmentation insignifiante du volume régularisé, avec une augmentation considérable des coûts d'investissements.

III.3.6.Conclusion

La synthèse de l'étude de faisabilité du barrage de Bouzina a permis de rassembler et d'analyser l'ensemble des investigations géologiques, géotechniques, hydrologiques, hydrauliques et des ressources en matériaux réalisées sur le site. Les résultats obtenus montrent que le secteur retenu présente des conditions globalement favorables à l'implantation d'un ouvrage de retenue destiné à l'alimentation en eau potable et au développement de l'irrigation.

Du point de vue géologique et géotechnique, le site est caractérisé par la présence de formations conglomératiques compétentes offrant de bonnes caractéristiques mécaniques et une faible perméabilité. Les essais réalisés ont confirmé la qualité des fondations et l'absence

de contraintes majeures susceptibles de compromettre la stabilité ou l'étanchéité de l'ouvrage, sous réserve de la mise en œuvre des traitements de fondation appropriés au niveau des zones plus fracturées ou des intercalations argileuses.

L'analyse des matériaux de construction a également mis en évidence l'existence de ressources locales suffisantes pour répondre aux besoins du projet, notamment en matériaux rocheux pour les enrochements et les bétons, ainsi qu'en matériaux argileux pour les éventuels ouvrages de remblai.

L'étude hydrologique a montré que le bassin versant de l'oued Bouzina dispose d'apports suffisants pour justifier la réalisation d'une retenue, malgré un contexte climatique semi-aride caractérisé par une pluviométrie relativement faible et une évaporation importante. Les analyses des crues ont permis de définir les débits de projet nécessaires au dimensionnement des ouvrages de sécurité, tandis que l'évaluation du transport solide a fourni les éléments indispensables à l'estimation de l'envasement futur de la retenue.

Les simulations de régularisation ont permis d'identifier une configuration optimale de la retenue, correspondant à une cote normale de retenue de 1045 m NGA, offrant un compromis satisfaisant entre volume stocké, volume régularisé et coût d'investissement.

Au regard de l'ensemble des résultats présentés, l'étude de faisabilité conclut à la viabilité technique du projet de barrage de Bouzina. Les données recueillies constituent ainsi une base solide pour la poursuite des études de conception et de dimensionnement, qui seront développées dans les chapitres suivants.

CHAPITRE IV

CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT

IV.1.Introduction

À l'issue de l'étude de faisabilité, les analyses topographiques, géologiques, géotechniques et hydrologiques ont confirmé l'aptitude du site de Bouzina à recevoir un ouvrage de retenue destiné à l'alimentation en eau potable et à l'irrigation. Les caractéristiques favorables du site, notamment la présence d'une gorge étroite encaissée dans des formations conglomératiques résistantes, permettent d'envisager plusieurs solutions techniques de barrage.

Dans ce contexte, deux variantes d'aménagement ont été retenues pour une étude comparative de conception et de dimensionnement :

La variante barrage-poids en Béton Compacté au Rouleau (BCR), dont la stabilité est assurée principalement par son propre poids. Cette solution est reconnue pour sa simplicité de conception, sa robustesse vis-à-vis des sollicitations hydrauliques et sismiques, ainsi que pour ses coûts de construction généralement compétitifs lorsque les matériaux de béton sont disponibles à proximité du site.

La variante barrage voûte à rayon constant, dont le principe de fonctionnement repose sur le transfert des efforts hydrostatiques vers les appuis rocheux latéraux par effet de voûte. Cette solution est particulièrement adaptée aux vallées étroites et aux fondations rocheuses de bonne qualité, permettant une réduction importante des volumes de béton nécessaires à la construction.

Le présent chapitre a pour objectif de développer la conception préliminaire de ces deux variantes, en définissant leurs caractéristiques géométriques principales et en procédant à leur dimensionnement conformément aux critères de stabilité, de résistance et de sécurité imposés par les réglementations en vigueur. Les différentes actions appliquées aux ouvrages seront évaluées, notamment les charges hydrostatiques, les sous-pressions, les actions sismiques ainsi que les sollicitations thermiques et d'exploitation lorsque celles-ci sont pertinentes.

L'analyse comparative des résultats obtenus permettra d'identifier la solution la plus adaptée aux conditions particulières du site de Bouzina, tant du point de vue technique qu'économique, afin de retenir la variante optimale pour la poursuite des études détaillées.

IV.2.CONCEPTION GÉOMÉTRIQUE DU BARRAGE POIDS BCR

IV.2.1 Rappel des conditions géologiques et géotechniques

Le site du barrage de l'oued Bouzina est caractérisé par une morphologie dissymétrique avec une rive gauche abrupte en conglomérats oligocènes résistants (Rc ≈ 50,7 MPa) et une rive droite en argiles rougeâtres gypseuses plus tendres (Rc ≈ 20,8 MPa). La fondation est ancrée dans le rocher sain à la cote 972 m NGA pour la section la plus basse. Les essais Lugeon indiquent un massif de fondation faiblement perméable, avec des valeurs comprises entre 0,1 et 2 UL, ce qui est exceptionnellement favorable pour un barrage poids.

Tableau IV.2.1 — Données géotechniques de référence — Site de Bouzina

Paramètre	Valeur	Source
Cote de fondation minimale	972 m NGA	mémoire de synthèse ANBT
Perméabilité fondation (essais Lugeon)	0,1 à 2 UL — très faible	ANBT 2005
Rc conglomérats (rive gauche)	≈ 50,7 MPa	Essais laboratoire ANBT
Rc argiles indurées (rive droite)	≈ 20,8 MPa	Essais laboratoire ANBT
Hauteur maximale du barrage	78 m (1050 − 972)	Conception
Largeur en fondation	63 m	Coupe type document
Largeur en crête	8 m	Coupe type document
Longueur en fondation	75,25 m	Plans d'exécution
Longueur en crête	163 m	Plans d'exécution

IV.2.2Justification du choix du BCR

Le Béton Compacté au Rouleau (BCR) est choisi comme variante de conception pour le barrage de l'oued Bouzina. Ce choix se justifie par plusieurs facteurs convergents liés aux conditions du site et aux impératifs économiques.

- Fondation rocheuse compétente (0,1 à 2 UL) : la très faible perméabilité du massif élimine les risques de renards hydrauliques qui constituent la principale vulnérabilité des barrages poids, et permet d'adopter un voile d'injection léger à rang unique.
- Disponibilité des granulats : la carrière de calcaires Landénien identifiée à 1 km au nord de l'axe fournit les agrégats pour le BCR, le béton conventionnel (BCV) du parement amont et le béton préfabriqué des marches.
- Rapidité d'exécution : la mise en œuvre en couches continues de 30 cm au rouleau vibrant permet une cadence journalière élevée (plusieurs milliers de m^3/jour), réduisant la durée du chantier par rapport à un béton conventionnel.
- Économie de ciment : la faible teneur en ciment du BCR (85 à 120 kg/m^3) réduit la chaleur d'hydratation et les risques de fissuration thermique, tout en diminuant le coût des matériaux.
- Coursier en marches naturel : la mise en couches successives de 30 cm génère naturellement un parement aval en gradins (marches de 0,90 m = 3 couches), constituant un coursier à marches intégré sans coffrage supplémentaire.

IV.2.3 NIVEAUX CARACTÉRISTIQUES ET COTES DE RÉFÉRENCE

Les niveaux hydrauliques de référence sont issus de l'étude hydrologique et des calculs de laminage présentés dans le chapitre synthèse étude de faisabilité. Ils conditionnent directement la hauteur du barrage et la conception de l'évacuateur de crues.

Tableau IV.2.2 : Niveaux caractéristiques du barrage BCR de l'oued Bouzina

Désignation	Symbole	Cote (m NGA)	Définition / Origine
Cote de fondation minimale	Z_fond	972,0	Rocher sain — section centrale
Niveau normal de retenue	NNR	**1 045,0**	Exploitation courante
Volume de retenue	$V_{retunue}$	18.2 millions m^3	Étude de régularisation
Volume régularésé	$V_{rég}$	3.18 millions m^3	Étude de régularisation
Niveau PHE — Crue Q1000	PHE_{1000}	1 049,0	Crue millénale laminée — surélévation 4,8 m (tableau laminage)
Niveau PHE — Crue PMF	PHE_PMF	1 051,2	Crue PMF laminée — surélévation 6,2 m (tableau laminage)
Couronnement du barrage	Zc	**1 050,0**	NNR + revanche 7 m = 1045+7 = 1052 → retenu 1050 m
Hauteur max. barrage	H_max	78 m	Zc − Z_fond = 1050 − 972 = 78 m
Largeur à la base	B_fond	63 m	Coupe type
Largeur en crête	B_crête	8 m	Coupe type
Revanche réglementaire	Rev	7 m	Optimum économique retenu
Tirant d'air pont crue Q1000	—	≥ 1 m	Respect plancher du tablier

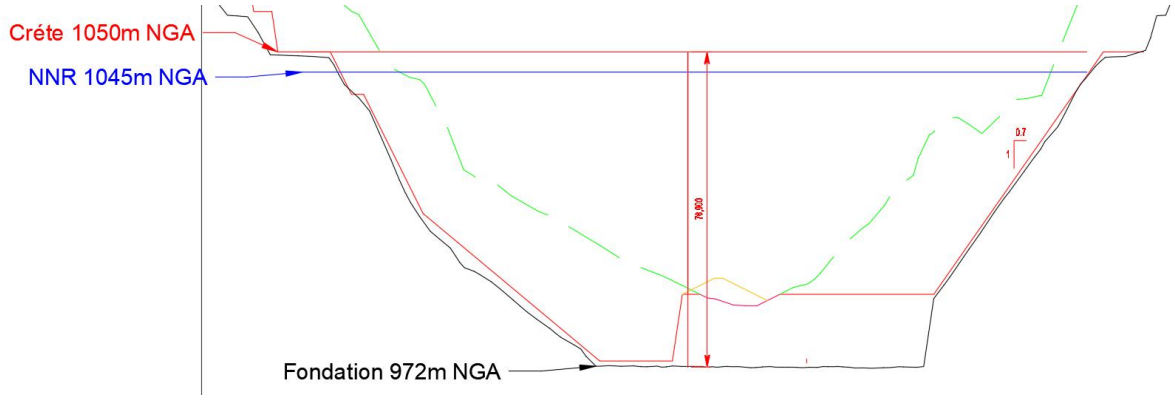


Figure IV.1 : Coupe en élévation barrage BCR

IV.2.4 COUPE TYPE — GÉOMÉTRIE DU CORPS DU BARRAGE

IV.2.4.1.Fractionnement transversal

La coupe type retenue correspond à un profil trapézoïdal dissymétrique, caractéristique des barrages poids en BCR. Le parement amont est vertical sur toute la hauteur, tandis que le parement aval est incliné à 1V/0,85H, formant des marches de 0,90 m de hauteur correspondant à trois couches de BCR. Le tronçon supérieur entre la cote 1040 m et le couronnement (1050 m) présente un parement aval vertical.

Tableau IV.2.3 : Paramètres géométriques de la coupe type

Parement amont	vertical (pente = 0)
Parement aval	pente 1V / 0,85H (angle α = arctan(1/0,85) = 49,6°) tronçon vertical entre cotes 1040 m et 1050 m (crête)
Hauteur totale	H = 1050 − 972 = 78 m
Largeur à la base	B_fond = 63 m
Largeur en crête	B_crête = 8 m

Tableau IV.2.4 : Dimensions caractéristiques de la coupe type par cote

Cote z (m NGA)	Hauteur / fond (m)	Largeur section (m)	Parement aval	Couche BCR N°
972 (fondation)	0	63	—	Base
990	18	47,9	Gradins 0,90 m	1 à 60
1000	28	39,2	Gradins 0,90 m	61 à 93
1010	38	30,5	Gradins 0,90 m	94 à 127
1020	48	21,8	Gradins 0,90 m	128 à 160
1030	58	13,1	Gradins 0,90 m	161 à 193
1040	68	8,0	Vertical	194 à 227
1050 (crête)	78	8,0	Vertical	228 à 260

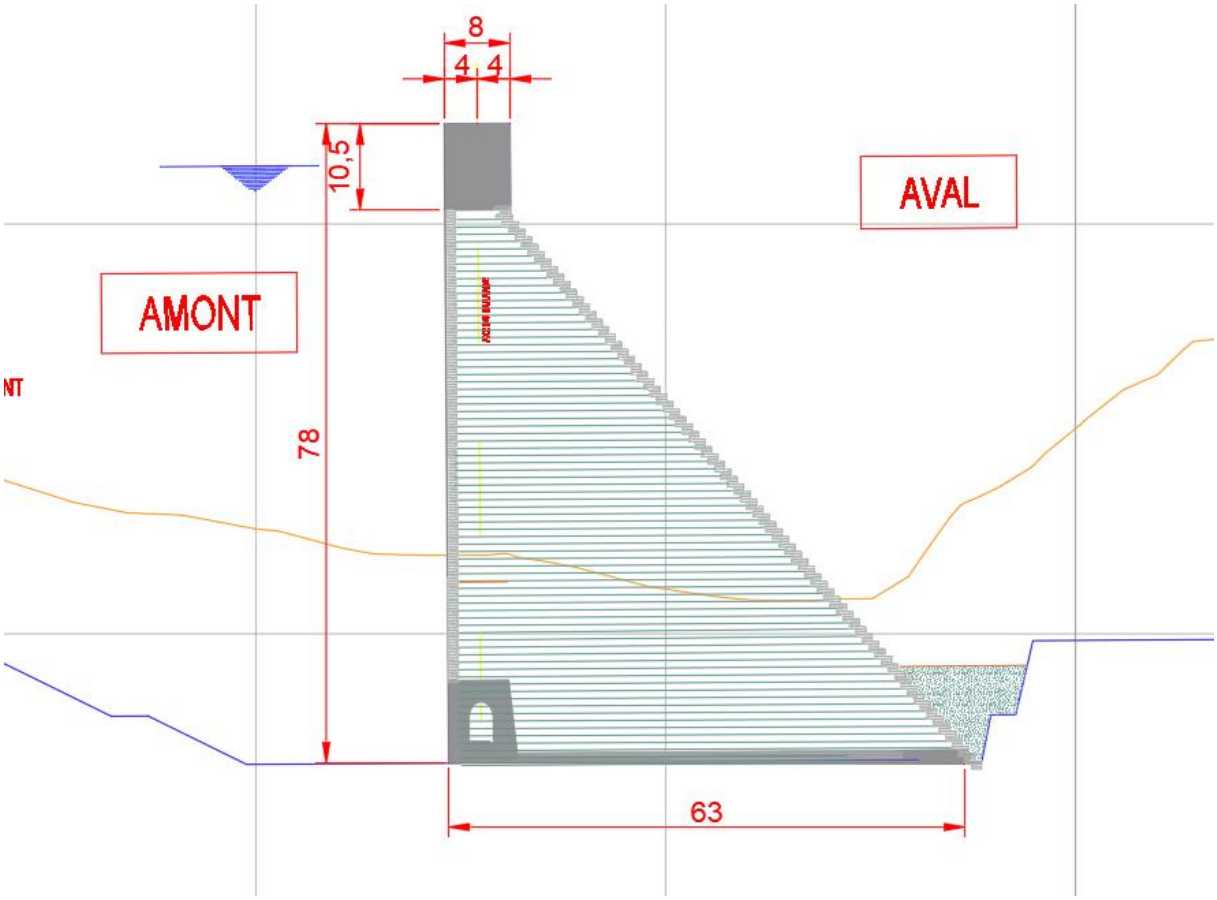


Figure IV.2 : Coupe transversale sur le corps de barrage BCR

IV.2.4.2 FRACTIONNEMENT LONGITUDINAL EN PLOTS

Compte tenu des contraintes liées au comportement du béton compacté au rouleau (retrait hydraulique, variations thermiques), le barrage est subdivisé en sept plots indépendants séparés par des joints verticaux équipés de waterstops. Ce fractionnement permet de maîtriser les déformations différentielles et d'assurer l'étanchéité longitudinale de l'ouvrage.

Tableau IV.2.5 : Fractionnement du barrage en 7 plots

Plot N°	Largeur (m)	Cote (m NGA)	Nature	Ouvrages intégrés
Plot 1 — Rive gauche	25	1014 – 1050	Plot d'extrémité gauche	Appui rive gauche — conglomérats
Plot 2	25	990 – 1050	Plot courant	—
Plot 3	25	972 – 1050	Plot courant	—
Plot 4	25	972 – 1050	Plot courant	—
Plot 5— Tour de prise	27	972 – 1050	Plot courant	Prise d'eau (4 niveaux) + Vidange de fond
Plot 6	21,6	972 – 1050	Plot courant	—
Plot 7	22,6	990 – 1050	Plot courant	—
Plot 8	20,5	1010 – 1050	Plot fonctionnel	—
TOTAL	**191,6 m (crête)**			**8 plots —7 joints transversaux**

Dispositions des joints de contraction

Chaque joint vertical est équipé d'un waterstop en PVC de largeur ≥ 350 mm côté amont.

À l'intérieur du BCR, le joint est rempli d'un matériau compressible (sable ou mousse) permettant d'absorber les déformations différentielles entre plots adjacents. Un système de drainage est aménagé derrière le parement amont étanche pour évacuer toute infiltration résiduelle vers la galerie de pied amont.

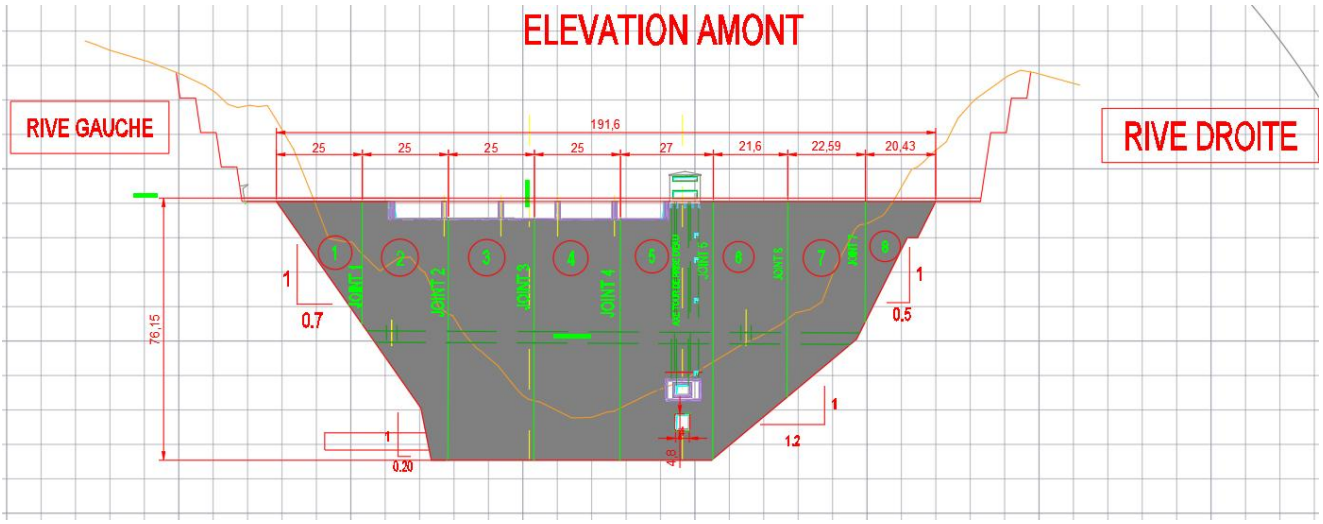


Figure IV.3 : Coupe longitudinale de corps de barrage BCR

IV.2.5.Matériaux constitutifs

Le corps du barrage est constitué de plusieurs zones de béton de caractéristiques différentes, conformément aux plans d'exécution :

- BCR (zone centrale) : béton compacté au rouleau, faible teneur en ciment (85–120 kg/m³), mis en couches de 30 cm compactées au rouleau vibrant. Résistance caractéristique fc28 ≥ 10 MPa.
- BCV — Béton conventionnel vibré (parement amont) : béton armé ou non armé de classe C25/30 coulé en place, constituant l'écran étanche amont et reprenant les efforts de traction éventuels. Épaisseur ≥ 0,80 m.
- Béton préfabriqué (marches aval) : éléments préfabriqués constituant les arêtes des marches du coursier, résistant à l'abrasion hydraulique (fc28 ≥ 30 MPa).
- Béton maigre (béton de propreté) : couche de fond de 0,10 m sur la fondation rocheuse avant bétonnage du BCR.
- BCY — Béton conventionnel de la galerie : béton de la galerie de drainage et d'injection, classe C20/25.

Tableau IV.2.6 : Spécifications des matériaux constitutifs du barrage BCR

Matériau	Zone d'application	Résistance fc28	Ciment (kg/m³)	Granulats max.
BCR	Corps central du barrage	≥ 10 MPa	85 – 120	38 mm
BCV (parement amont)	Écran étanche amont — largeur 0,80 m	C25/30 — 25 MPa	300 – 350	20 mm
Béton préfabriqué	Marches du coursier aval	≥ 30 MPa	380 – 420	16 mm
Béton maigre	Béton de propreté — fondation	≥ 5 MPa	150	40 mm
BCY galerie	Galerie drainage/injection	C20/25 — 20 MPa	250 – 280	20 mm

IV.2.6.CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DE L'ÉVACUATEUR DE CRUES

IV.2.6.1.Principe et choix du type d'évacuateur

L'évacuateur de crues est un déversoir à surface libre implanté sur la crête du barrage poids, sans organes mobiles, pour des raisons d'entretien et de fiabilité. Il est traversé par un pont à 3 travées appuyé sur 2 piles de 2 m d'épaisseur. L'implantation sur le barrage poids présente l'avantage décisif d'économiser les excavations et volumes de béton d'un évacuateur latéral en rive.

IV.2.6.2.Optimisation économique et largeur retenue

L'analyse économique entre coût de surélévation du barrage (revanche) et coût de surlargeur du déversoir conduit à l'optimum suivant :

Tableau IV.2.7 : récapitulative des dimension de évacuateur de crue

Optimum économique retenu	
Revanche du barrage	Rev = 7 m (NNR + 7 = 1045 + 7 = 1052 m → crête 1050 m)
Largeur brute du déversoir	L = 66 m (3 passes de 22 m)

Pont	3 travées — 2 piles de 2 m d'épaisseur chacune
Tablier du pont	épaisseur = 1,5 m
Largeur effective (correction contraction des culées)	
Coefficient de contraction culées	K_c = 0,30
Charge maximale sur le seuil	H ≈ 5 m (PHE Q1000 − NNR = 1049 − 1045 = 4 m → H=5 m)
L_eff = L − 2 × K_c × H = 66 − 2 × 0,30 × 5 = 66 − 3 = 63 m	
→ Largeur libre effective	**L_eff = 63 m**
Débit spécifique sur l'évacuateur	
q_Q1000 = Q_sortant / L_eff = 1411,1 / 66 = 21,4 m³/s/m	
q_PMF = Q_sortant / L_eff = 2060,0 / 66 = 31,2 m³/s/m	
→ Ces valeurs sont conformes à l'objectif q ≈ 25 m³/s/m	

IV.2.6.3.Données hydrauliques de laminage

Tableau IV.2.8 : Résultats des calculs de laminage.[Etude hydrologique-ANBT]

Crue	Volume entrant (hm³)	Q entrant (m³/s)	Q sortant (m³/s)	Laminage (%)	Surélévation (m)	PHE (m NGA)
Q1000	27,3	1 742	1 411,1	19,0 %	4,8	**1 049,0**
PMF	37,2	2 585	2 060,0	20,3 %	6,2	**1 051,2**

Observation sur le laminage

Les volumes de crues sont très supérieurs au volume utile de la retenue (18,2 hm³) :

Q1000 : volume crue = 27,3 hm³ = 1,5 × volume utile → laminage limité à 19 %

PMF : volume crue = 37,2 hm³ = 2,0 × volume utile → laminage limité à 20 %

Ceci explique les forts débits sortants et justifie la grande largeur du déversoir (66 m).

La durée des crues est de 24 heures (hypothèse de calcul retenue).

IV.2.6.4. Dimensionnement hydraulique du seuil déversant

Formule de débit du déversoir (seuil WES — profil ogival USBR) :

$$Q = C_d \times L_{eff} \times H_d^{3/2} \qquad (5.1)$$

$C_d = 2{,}0\ m^{1/2}\cdot s^{-1}$ (seuil WES standard)

$L_{eff} = 63\ m$ (largeur effective avec correction culées)

$H_d = PHE_{Q1000} - NNR = 1049 - 1045 = 4{,}0\ m$

Vérification du débit évacué sous Q1000 :

$$Q_{calc} = 2{,}0 \times 63 \times 4{,}0^{3/2} = 1\,008\ m^3/s$$

Note : On a $Q_{sortant} = 1411\ m^3/s$ avec une surélévation de 4,8 m.

Recalcul avec $H_d = 4{,}8$ m : Q = 2,0 × 63 × 4,8^(3/2) = 1 325 m³/s

→ Légèrement sous-estimé : le coefficient de débit réel est $C_d \approx 2{,}10\ m^{1/2}\cdot s^{-1}$

(seuil à profil optimisé ou effet de largeur). On retient $C_d = 2{,}10$ pour la suite.

Vérification PMF avec $H_d = 6{,}2$ m :

Q_{PMF} = 2,10 × 63 × 6,2^(3/2) = 2,10 × 63 × 15,44 = 2 044 m³/s ≈ 2 060 m³/s ✓

IV.2.6.5.Coursier en marches d'escalier

Le coursier en marches est la composante hydraulique centrale de l'évacuateur. Il exploite la géométrie naturelle du BCR (couches de 30 cm) pour créer un dissipateur d'énergie progressif sur le parement aval.

a) Caractéristiques géométriques

Tableau IV2.9 : Caractéristiques géométriques du coursier en marche

Paramètre	Valeur	Définition
Hauteur des marches (s)	0,90 m	3 couches BCR × 0,30 m/couche
Largeur des marches	0,85 × 0,90 = 0,765 m	Pente 1V/0,85H
Pente du coursier	1V/0,85H — tanα = 1/0,85 = 1,176	Identique parement aval
Largeur à l'amont (entrée)	70 m	Largeur déversoir + piles
Largeur à l'aval (entrée bassin)	43,6 m	Largeur nette au pied du coursier
Nombre de marches	≈ 76 marches	De la cote 972 à 1040 m
Hauteur des murs latéraux	4,0 m	Sécurité 1,2 × hauteur calculée 3,83 m

b) Régimes d'écoulement

Données de calcul pour la crue de projet Q1000 :

$$Q_{total} = 1411{,}1\ m^3/s\ ;\ B_{entrée} = 70\ m$$

$$q = Q / B = 1411{,}1 / 70 = 20{,}16\ m^3/s/m$$

Hauteur critique d'écoulement :

$$h_c = (q^2 / g)^{1/3} = (20{,}16^2 / 9{,}81)^{\wedge}(1/3) = 3{,}46\ m$$

Rapport $h_c/s = 3{,}46 / 0{,}90 = 3{,}84 > 1{,}0$

→ Régime SKIMMING (écoulement pseudo-uniforme sur fond virtuel formé par les arêtes)

→ L'écoulement est nettement turbulent pour Q > 160 m³/s

Point de début d'aération (Boes & Minor, 2006) :

$L_a \approx 39$ m depuis l'entrée du coursier (cote verticale ≈ 30 m)

Au point d'aération : h = 1,31 m ; V = 15,36 m/s ; Fr = 4,3 (torrentiel)

Régime quasi uniforme en aval du point d'aération :

Hauteur d'eau (eau claire) : $h_n \approx 0,95$ m

Vitesse moyenne : $V_{moy} \approx 21,21$ m/s

Hauteur d'eau apparente (avec air) : $h_{app} \approx 0,81$ m

Charge résiduelle en bas du coursier : $H_{res} \approx 25,84$ m

→ Dissipation partielle significative — bassin amortisseur nécessaire

Hauteur des murs latéraux :

$H_{mur} = 1,2 \times h_{app} = 1,2 \times 3,83$ m = 4,60 → retenu 4,0 m (document p.9)

IV.2.6.6. Bassin amortisseur USBR type IV

Le bassin amortisseur est implanté directement au pied aval du barrage, dans le prolongement du coursier. Son dimensionnement est basé sur la crue millénale Q1000 selon les abaques USBR.

Données d'entrée du bassin :

$V_1 = 21,21$ m/s (vitesse à l'entrée du bassin)

$d_1 = 3,19$ m (tirant d'eau à l'entrée — corrigé air entraîné)

q = 21,4 m³/s/m (débit spécifique — crue Q1000)

Nombre de Froude à l'entrée :

$$Fr_1 = V_1 / \sqrt{(g \times d_1)} = 21,21 / \sqrt{(9,81 \times 3,19)} = 3,79$$

Classification USBR :

$Fr_1 = 3,79 < 4,5 \rightarrow$ Ressaut de type B → Bassin USBR Type IV

(adapté aux faibles nombres de Froude : 2,5 < Fr < 4,5)

Hauteur conjuguée aval :

$d_2/d_1 = 4,84 \rightarrow d_2 = 4,84 \times 3,19 = 15,73$ m

Dimensions du bassin (abaques USBR Type IV) :

Position blocs dissipateurs : $x/d_2 = 1,1 \rightarrow x = 1,1 \times 15,73 = 17$ m ✓

Longueur intermédiaire : $L_1/d_2 = 2,4 \rightarrow L_1 = 2,4 \times 15,73 = 38$ m ✓

Longueur totale : $L/d_2 = 3,15 \rightarrow L = 3,15 \times 15,73 = 49,5$ m ✓

$\rightarrow L_{bassin} = 49,5$ m ; $H_{murs} = 16,5$ m

Tableau IV.2.10 : Récapitulatif de l'évacuateur de crues — Barrage BCR Oued Bouzina

Composante	Paramètre	Valeur retenue	Référence
DÉVERSOIR			
Déversoir	Type	Seuil WES libre — sans organes mobiles	USBR *Design of Gravity Dams* (1976), Chaudhry *Open-Channel Hydraulics* (2008), §6.4
Déversoir	Largeur brute L	66 m (3 passes × 22 m)	
Déversoir	Largeur effective L_eff	63 m (correction culées K_c=0,30)	
Déversoir	Cote du seuil	1 045 m NGA (= NNR)	
Déversoir	Pont franchissant	3 travées — 2 piles de 2 m	
Déversoir	Charge max Q1000 H_d	4,8 m	
Déversoir	Coefficient de débit C_d	2,10 m^(1/2)·s⁻¹	
COURSIER MARCHES			
Coursier	Hauteur marches s	0,90 m (3 couches BCR)	ICOLD Bulletin 126 *Spillways for Dams* (2002) ;
Coursier	Pente	1V/0,85H	

Composante	Paramètre	Valeur retenue	Référence
Coursier	Largeur entrée / sortie	70 m / 43,6 m	recommandations BCR : Dunstan (1994)
Coursier	Régime Q1000	Skimming — Fr = 4,3 (torrentiel)	
Coursier	Hauteur murs latéraux	4,0 m	
BASSIN AMORTISSEUR			
Bassin	Type USBR	Type IV (Fr = 3,79 < 4,5)	USBR *Hydraulic Design of Stilling Basins and Bucket Energy Dissipators*, Engineering Monograph No. 25 (Peterka, 1978) — Fig. 28–32
Bassin	Longueur totale L	49,5 m	
Bassin	Tirant aval d_2	15,73 m	
Bassin	Hauteur murs	16,5 m	
Bassin	Blocs dissipateurs	x = 17 m depuis entrée	

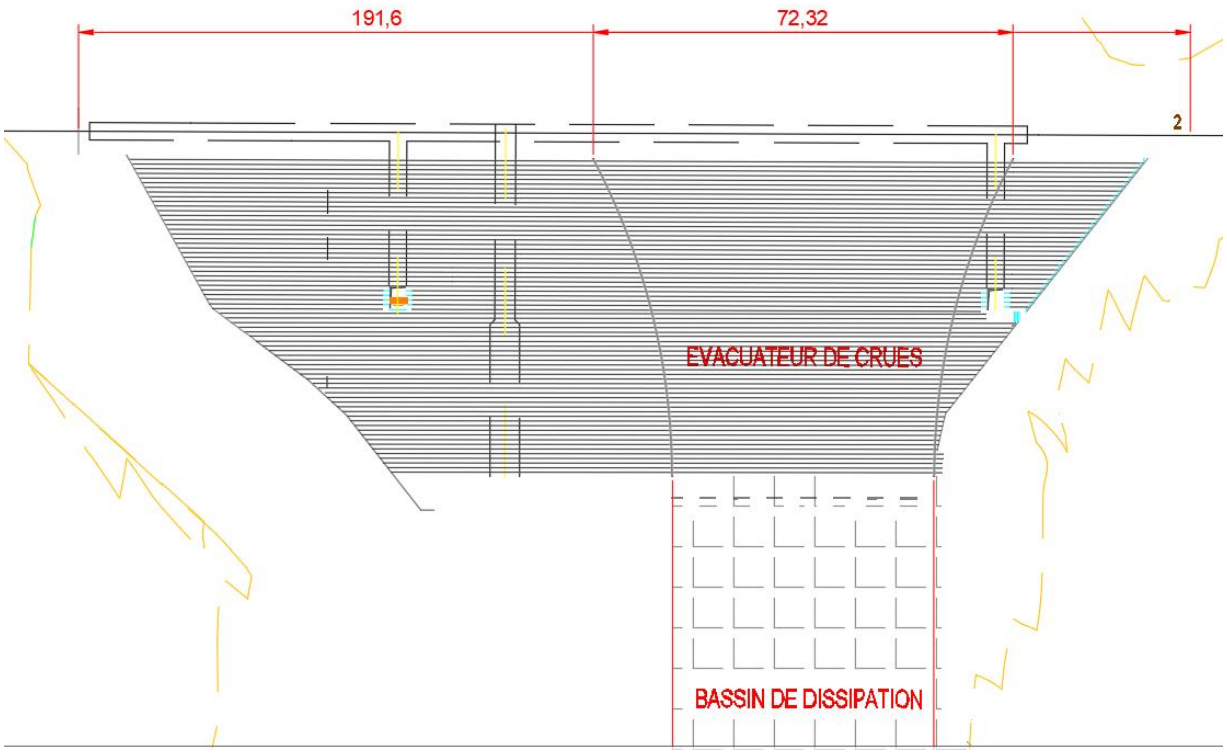


Figure IV.4 : Vue en plane evacuature de crue

IV.2.7. DÉRIVATION PROVISOIRE ET PHASES DE CONSTRUCTION

Principe et dimensionnement de la galerie de dérivation :

La construction d'un barrage en BCR nécessite que les excavations et le bétonnage soient réalisés à sec. Une galerie de dérivation provisoire est creusée dans les conglomérats de la rive droite, à partir de l'aval, pour détourner l'oued pendant toute la durée du chantier.

Tableau IV.2.11 : ***récapitulative des dimension de la dérivation provisoire***

Crue de chantier	Période de retour retenue
Durée estimée des travaux :	≈ 2,5 ans
Période de retour optimale :	20 × durée = 50 ans (expérience internationale)
Débit de la crue de chantier	Q_{50} = 244 m³/s (averses type 'Orage')
Dimensionnement hydraulique de la galerie :	
Pente générale de la galerie :	i = 6 %
Coefficient de rugosité Strickler :	K_s = 35 (rocher à surface rugueuse)
Section de la galerie :	A = 26 m²
Longueur de la galerie :	L_{gal} = 143 m

Débit évacué	$Q_{gal} = K_s \times A \times R_h^{2/3} \times i^{1/2}$
$R_h = A / P$ (rayon hydraulique — fonction de la géométrie)	1,27 m
Q_{gal}=261 m³/s ≥ Q_{50} = 244 m³/s	Vérifier
Hauteur du batardeau amont principal :	$H_{batardeau}$ = 12,5 m

Tableau IV.2.12 : Caractéristiques de la galerie de dérivation provisoire

Paramètre	Valeur	Commentaire
Période de retour crue chantier	T = 50 ans	20 × durée travaux ≈ 2,5 ans
Débit de référence Q_{50}	244 m³/s	Averses type 'Orage'
Débit évacué Q_{gal}	Q_{gal}=261 m³/s	—
Section de la galerie	26 m²	Dimensionnée pour Q_{50} sans mise en charge
Périmètre de la galerie	20,4 m	Dimensionnée pour Q_{50} sans mise en charge
Longueur	143 m	Traversée rive droite — conglomérats
Pente longitudinale	6 %	Écoulement gravitaire libre
Rugosité Strickler K_s	35	Rocher taillé à surface rugueuse
Hauteur eau max (85 % parement)	0,85 × $H_{galerie}$	Critère de non-mise en charge
Réserve de capacité	57 m³/s (+23 %)	Avant mise en charge
Batardeau amont	H = 12,5 m — BCR	Constitue la plate forme d'essai BCR

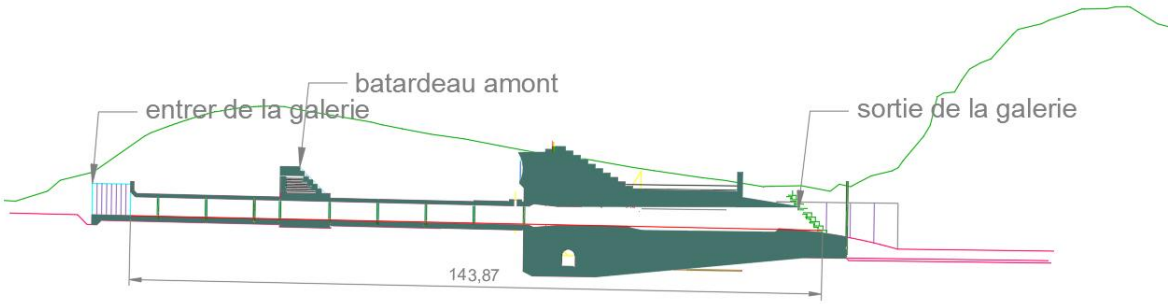


Figure IV.5 : Coupe dérivation provisoire

IV.2.8. OUVRAGES HYDRAULIQUES INTERNES — PRISES D'EAU ET VIDANGE DE FOND

IV.8.1. Prises d'eau — Tour de prise (Plot 5)

Les prises d'eau assurent l'alimentation en eau potable (AEP) et l'irrigation. Elles sont implantées dans le Plot 5 (27 m de largeur), qui intègre la tour de prise multi-niveaux.

Tableau IV.2.13 : Caractéristiques des prises d'eau

Niveau de prise	Cote (m NGA)	Profondeur / NNR	Usage
Niveau I	1 040	−5 m	AEP — qualité optimale
Niveau II	1 032	−13 m	AEP + irrigation
Niveau III	1 021	−24 m	Irrigation — eaux plus froides
Niveau IV	1 010	−35 m	Purge sédiments + exploitation basse retenue

Dimensionnement hydraulique des conduites de prise :

Volume annuel régularisé $V_{rég}$= 3,18 hm³

Demande mensuelle max (juillet) : 30 % × $V_{rég}$ = 0,90 hm³/mois

Débit max si fonctionnement continu (24h/24) :

Q = 0,90 × 10^6 / (30 × 24 × 3600) = 0,35 m³/s

Débit max si fonctionnement 12h/jour :

Q = 0,35 × 2 = 0,70 m³/s

Diamètre de la conduite collectrice (V_{max}≤ 4 m/s) :

A = Q / V = 0,70 / 4,0 = 0,175 m²

D = √(4A/π) = √(0,223) = 0,472 m → retenu DN 500 mm

Trompette d'entrée ($V_{entrée}$≤ 1,5 m/s) :

$A_{trompette}$ = Q / V = 0,70 / 1,5 = 0,467 m² → section 0,40 m²

(légèrement optimiste — acceptable avec coefficient de foisonnement)

→ Chaque niveau de prise est équipé : grille anti-corps flottants + vanne guillotine commandée depuis la salle de commande.

IV.2.8.2. Vidange de fond

La vidange de fond est conçue pour vider partiellement ou totalement la retenue en 10 jours maximum en situation d'urgence, et pour purger les sédiments accumulés au pied des prises d'eau.

Implantation : cote 984,00 m NGA (12 m au-dessus de la fondation à 972 m)

Temps de vidange de NNR (1045 m) à la cote de la vidange (984 m) : $t \leq 10$ jours

Débit moyen de vidange :

Volume à évacuer ≈ Volume retenue à NNR − Volume résiduel à 984 m

$$Q_{moy} = \text{Volume} / t = V_{retunue} / (10 \times 86400) \ [m^3/s]$$

$$Q_{moy} = 21{,}064 \ m^3/s$$

Galerie d'évacuation :

Section rectangulaire : largeur ≈ 1,50 m ; hauteur ≈ 2,00 à 2,50 m

Pente longitudinale : i ≈ 1 %

Type : écoulement à surface libre

Équipements :

— Bouche d'entrée à la cote 984 m avec grille métallique (matériaux grossiers)

— Conduite sous charge dans le corps du BCR jusqu'à la chambre des vannes

— Chambre des vannes commune avec la tour de prise (Plot 5)

— Vanne de fermeture + vanne de régulation du débit.

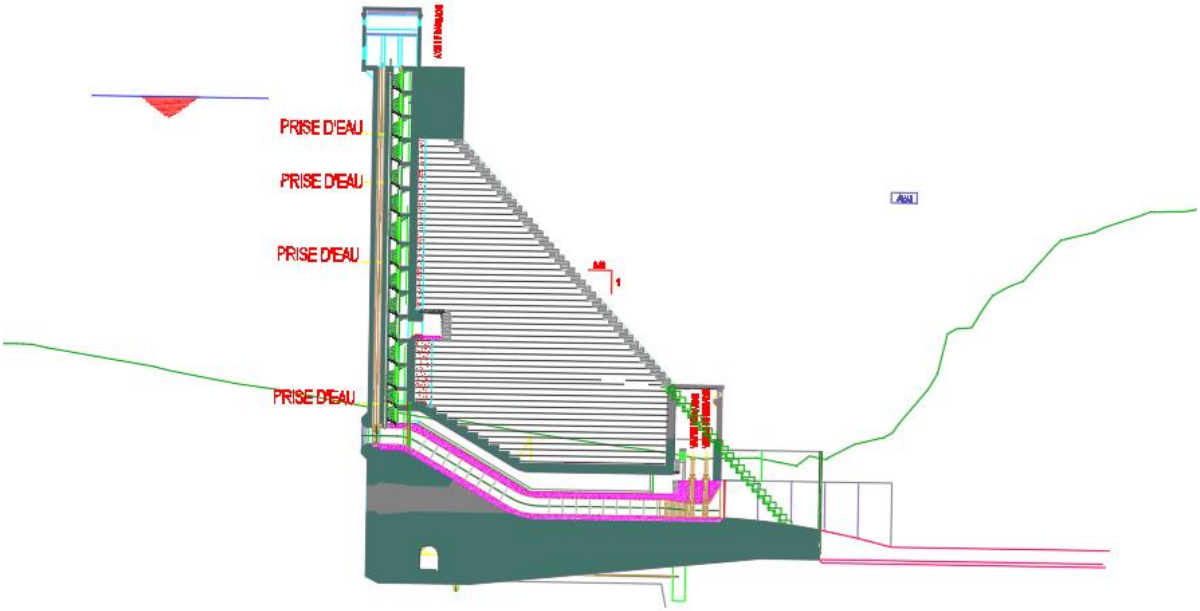
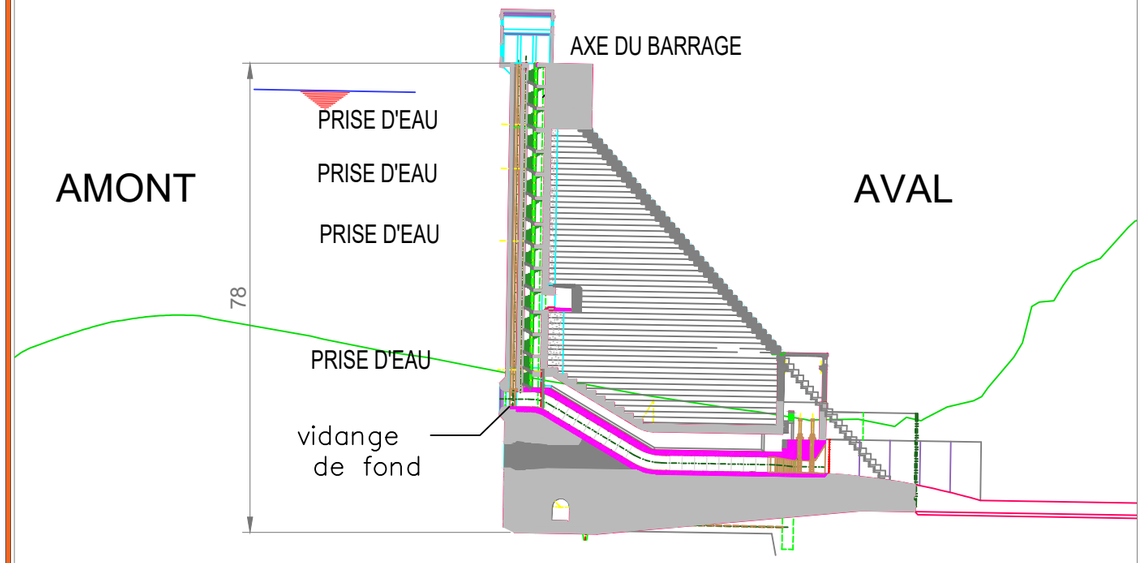
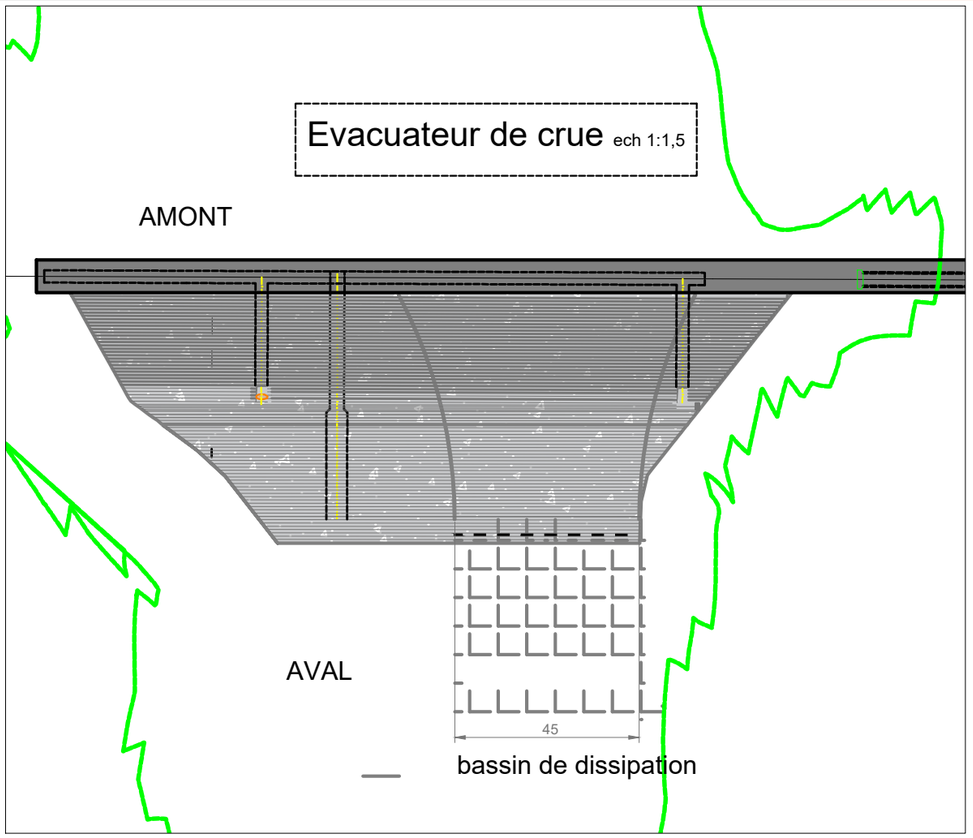


Figure IV.6 : Prise d'eau et galerie de vidange

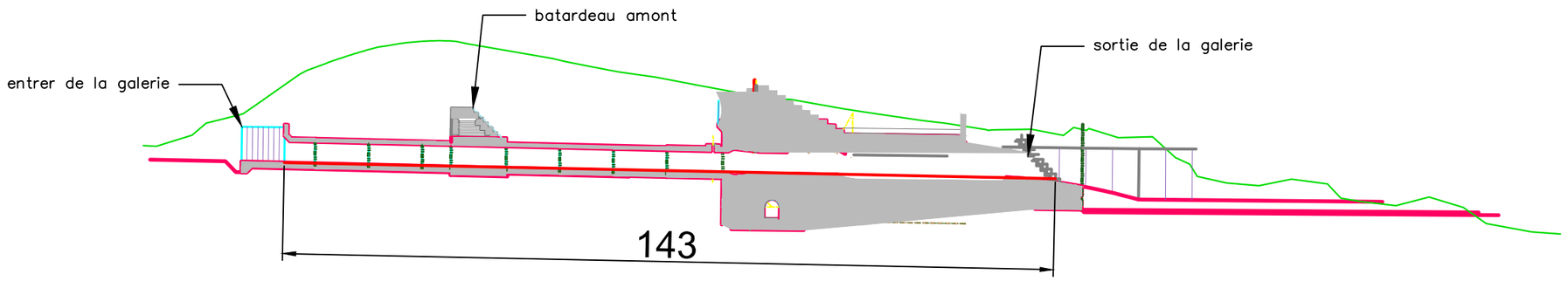
prise d'eau et vidange de fond ech 1:1



Evacuateur de crue ech 1:1,5



coupe dérivation provisoire ech 1:1

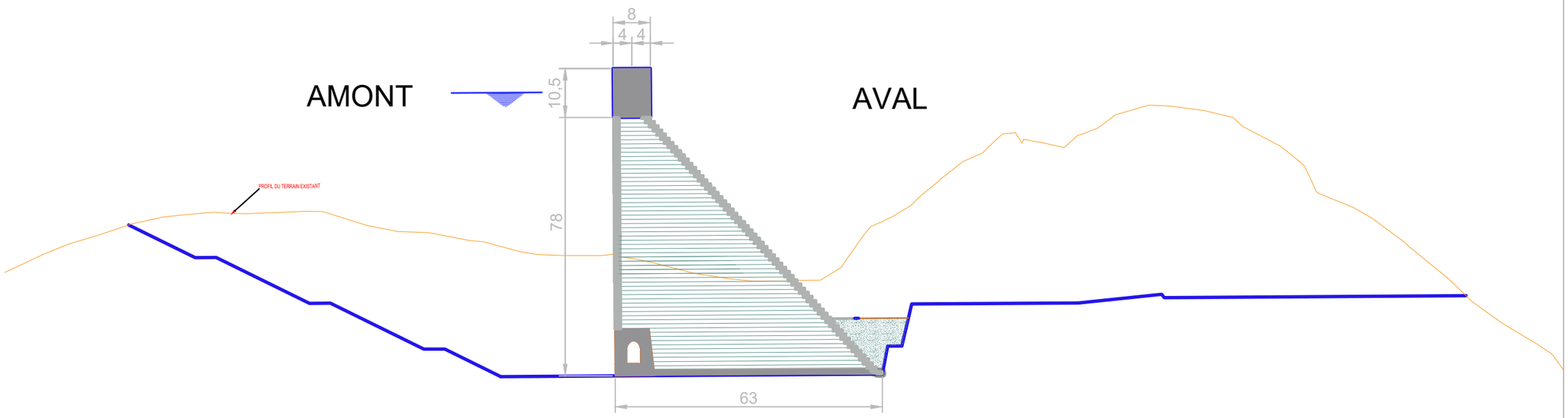


ENSTP

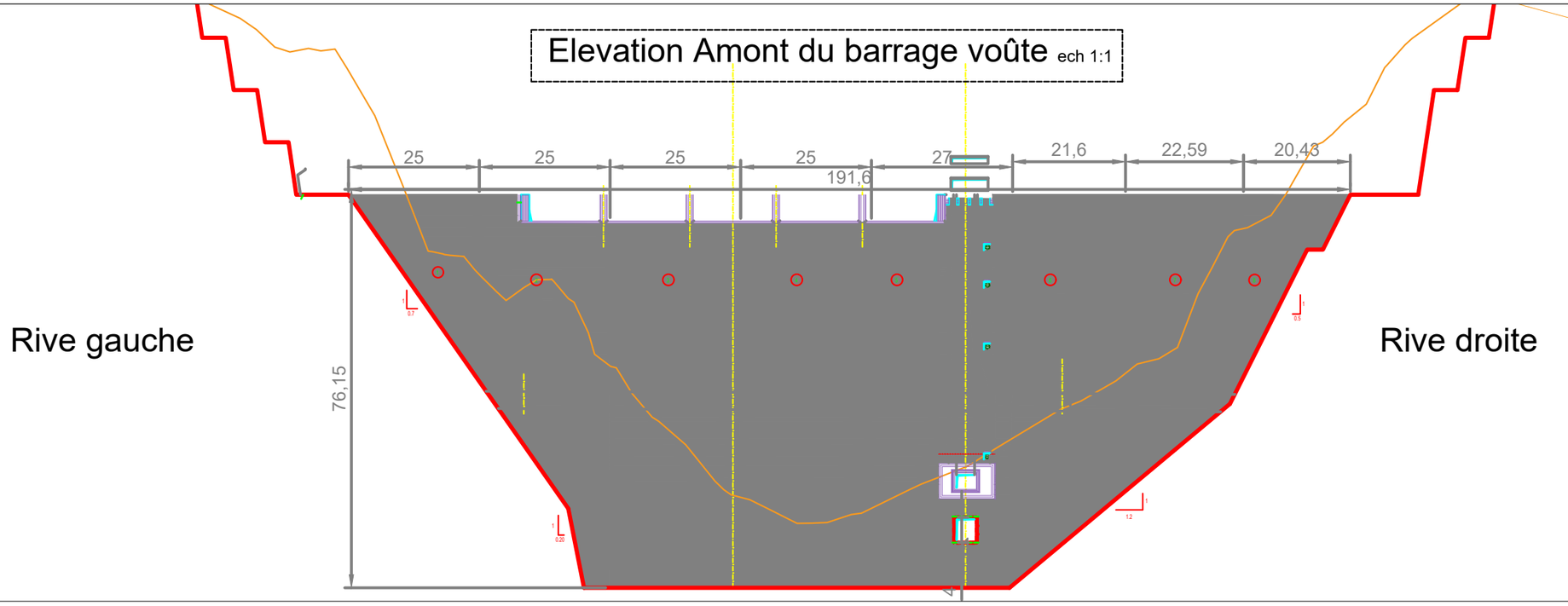
Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz
Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadrés par	Page	Année universitaire
Conception du barrage du bouzina	LABED LOKMAN	M. LEFKIR Abdelwahab Mme. LARBI Selma		2025/2026

Coupe transversale du barrage ech 1:1



Elevation Amont du barrage voûte ech 1:1



ENSTP
Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz
Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadrés par	Page	Année universitaire
Conception du barrage du bouzina	LABED LOKMAN	M. LEFKIR Abdelwahab Mme. LARBI Selma		2026/2026

IV.3.DIMENSIONNEMENT ET VÉRIFICATIONS DE LA STABILITÉ DE LA VARIANTE 1 DU BARRAGE POIDS BCR

IV.3.1.Introduction et cadre réglementaire

Les vérifications de stabilité d'un barrage poids sont fondées sur la méthode de la tranche (ou méthode de la section unitaire), qui analyse l'équilibre d'une tranche verticale de 1 m de largeur à la section la plus sollicitée. Pour le barrage BCR de Bouzina, la section de référence est la section centrale (Plot 3 ou 4) à la hauteur maximale H = 78 m, fondée à la cote 972 m NGA.

Tableau IV.3.1 : Paramètres géométriques de la section de calcul — Section centrale maximale

Paramètre	Valeur	Source
Hauteur totale H	78 m (1050 − 972)	IV.2
Largeur à la base B_{fond}	63 m	IV.2
Largeur en crête $B_{crête}$	8 m	IV.2
Parement amont	Vertical (pente = 0)	IV.2
Parement aval	Pente 1V/0,85H jusqu'à cote 1040 m + vertical	IV.2
Cote NNR	1 045 m NGA	Étude de régularisation
Cote PHE (Q1000)	1 049 m NGA	Calcul laminage
Poids volumique BCR γ_b	23,5 kN/m³	BCR — ICOLD Bulletin 75
Poids volumique BCV γ_{bcv}	24,0 kN/m³	Béton conventionnel
Résistance fondation Rc (conglo.)	50,7 MPa	ANBT 2005
Perméabilité fondation	0,1 – 2 UL	ANBT 2005 — essais Lugeon

IV.3.2.IDENTIFICATION ET QUANTIFICATION DES CHARGES APPLIQUÉES

IV.3.2.1 Poids propre (G) — décomposition en sous-volumes

Pour un barrage poids à parement amont vertical et parement aval incliné, le poids propre est calculé en décomposant la section en sous-volumes élémentaires. La section est divisée en un rectangle (partie supérieure de cote 1040 à 1050 m, largeur 8 m) et un triangle-trapèze (partie inférieure de cote 972 à 1040 m).

Décomposition géométrique de la section (par mètre de largeur de barrage) :

Volume 1 — Partie supérieure verticale (cote 1040 à 1050 m, 10 m de haut) :

$$V_1 = 8{,}0 \times 10 = 80 \text{ m}^2/\text{m}$$

Centroïde $x_1 = 4{,}0$ m depuis le pied amont

$$G_1 = 24{,}0 \times 80 = 1\,920 \text{ kN/m}$$

Volume 2 — Partie principale trapézoïdale (cote 972 à 1040 m, $H_2 = 68$ m) :

Largeur à la base : $B_{base} = 63$ m avec $\alpha = (63-8)/68 = 0{,}809$

$$V_2 = (B_{base} + B_{crête})/2 \times H_2 = (63 + 8)/2 \times 68 = 35{,}5 \times 68 = 2\,414 \text{ m}^2/\text{m}$$

Centroïde x_2 : trapèze $\rightarrow x_2 = (B_{base} + 2\times B_{crête})/(3\times(B_{base}+B_{crête})) \times B_{base}$

$= (63 + 16)/(3\times71) \times 63 = 79/213 \times 63 = 23{,}4$ m depuis pied amont

$$G_2 = 23{,}5 \times 2\,414 = 56\,729 \text{ kN/m}$$

Poids propre total : $G_{tot} = G_1 + G_2 = 1\,920 + 56\,729 = 58\,649$ kN/m

Centre de gravité $X_G = (1920\times4{,}0 + 56729\times23{,}4) / 58649 = (7680+1327399)/58649$

$= 1\,335\,079/58\,649 = 22{,}8$ m depuis le pied amont

IV.3.2.2 Poussée hydrostatique amont (W_h)

Parement amont vertical → pression horizontale uniquement :

$$h_{eau} = 1045 - 972 = 73 \text{ m}$$

Résultante horizontale : $F_h = \gamma_w \times h^2/2 = 10 \times 5329 / 2 = 26\,645$ kN/m

Point d'application : 73/3 = 24,3 m au-dessus de la fondation

Pas de composante verticale sur parement amont vertical.

IV.3.2.3 Sous-pressions (U)

Distribution trapézoïdale ICOLD Bulletin 88 — avec voile d'injection + drainage :

Pression amont : $u_{am} = \gamma_w \times h_{eau} = 10 \times 73 = 730$ kN/m²

Pression au drainage ($x_d = 0{,}05 \times B_{fond} = 3{,}15$ m depuis amont) :

$$u_{drain} = \alpha_d \times u_{am} = (1/3) \times 730 = 243 \text{ kN/m}^2$$

Pression aval : $u_{av} = 0$

Résultante de la sous-pression (distribution trapézoïdale en 2 triangles) :

$u_1 = u_{drain} \times x_d / 2 = 243 \times 3{,}15 / 2 = 383$ kN/m (triangle amont−drain)

$u_2 = u_{drain} \times (B_{fond} - x_d / 2 = 243 \times 59{,}85 / 2 = 7\,272$ kN/m (triangle drain−aval)

$$u_{tot} = U_1 + U_2 = 383 + 7\,272 = 7\,655 \text{ kN/m}$$

Point d'application de U_1 : $x = x_d /3 = 1{,}05$ m depuis amont

Point d'application de U_2 : $x = x_d + 2(B_{fond} - x_d)/3 = 3{,}15 + 39{,}9 = 43{,}05$ m

Sans drainage ($\alpha_d = 2/3$) : $u_{sans} = \gamma_w \times h \times B_{fond} / 2 = 10 \times 73 \times 63 / 2 = 22\,995$ kN/m

→ Le drainage réduit les sous-pressions de 22 995 à 7 655 kN/m (−67 %) !

IV.3.2.4 Poussée des sédiments

$$P_s = 1/2\ h^2\ \gamma_s \ldots$$

Avec :

h_s : hauteur des sédiment dans le barrage = 35 m

γ_s : poids volumique des sédiments = 16 KN/m^2

Point d'application : 35/3 = 11,66 m au-dessus de la fondation

Pas de composante verticale sur parement amont vertical.

IV.3.2.5 Actions sismiques — Références internationales (sismicité modérée)

Le RPA/RPOA n'est pas applicable aux barrages ; les références retenues sont l'ICOLD Bulletin 72, l'USACE EM 1110-2-2201 et l'Eurocode 8-5.

Tableau IV.3.2 : Paramètres sismiques — Zone à sismicité modérée (Batna)

Paramètre	Valeur	Référence
Accélération de référence a_{gr}	0,15 g	EC8-5 §3.2.1 — Zone 2
Facteur d'importance γ_I (classe II)	1,4	ICOLD Bulletin 72 §4.2
Accélération DBE : $a_g = a_{gr} \times \gamma_I$	0,21 g = 2,06 m/s²	EC8-5 + ICOLD Bull. 72
Coefficient sismique horizontal K_h (DBE)	0,105	USACE EM 1110-2-2201 §7.3 — $a_g/(2g)$
Coefficient sismique vertical K_v	0,053	K_h / 2
Méthode de calcul	Pseudo-statique (H = 78 m < 100 m, zone modérée)	USACE EM 1110-2-2201 §7.2

Pression hydrodynamique de Westergaard (USACE EM 1110-2-2201, Eq. 7-1) :

$$p_W(z) = 0{,}875 \times K_h \times \gamma_w \times \sqrt{(h_{barrage} \times h_z)} \qquad (6.1)$$

$$h_{barrage} = 73 \text{ m} \ ; \ K_h = 0{,}105 \ ; \ \gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$$

Résultante hydrodynamique de Westergaard :

$$p_W = (7/12) \times K_h \times \gamma_w \times h_{barrage}^2 = (7/12) \times 0{,}105 \times 10 \times 73^2$$

$$= 0{,}583 \times 0{,}105 \times 10 \times 5329 = 3\,264 \text{ kN/m}$$

Point d'application : $0{,}40 \times h_{barrage} = 0{,}40 \times 73 = 29{,}2$ m au-dessus fondation

Force sismique sur le poids propre du barrage :

$F_{s,h} = K_h \times G_{tot} = 0{,}105 \times 58\,649 = 6\,158$ kN/m (horizontale amont-aval)

$F_{s,v} = K_v \times G_{tot} = 0{,}053 \times 58\,649 = 3\,108$ kN/m (verticale vers le haut — défavorable)

Point d'application $F_{s,h}$: hauteur du centroïde ≈ H/3 = 26 m au-dessus fondation

IV.3.3. COMBINAISONS RÉGLEMENTAIRES DES CHARGES

Tableau IV.3.3 : Combinaisons réglementaires (ICOLD Bulletin 88 / CFBR 2012)

Comb.	Désignation	G	W_h (NNR)	W_h (PHE)	Ps	U drainage	Séisme	σ_{adm} béton	Fs_{glis} min
C1	Normale — NNR	✓	✓	—	✓	U (1/3)	—	f'c/4 = 2,5 MPa	1,50
C2	Crue — PHE Q1000	✓	—	✓	✓	U (1/3)	—	f'c/3,5 = 2,86 MPa	1,30
C3	Séisme DBE — NNR + k_h=0,105	✓	✓	—	✓	U (1/3)	DBE	f'c/3 = 3,33 MPa	1,10

Note sur les contraintes admissibles du BCR

Le béton compacté au rouleau (BCR) présente une résistance fc28 ≥ 10 MPa.

Les contraintes admissibles $\sigma_{adm} = fc_{28}/4 = 2{,}5$ MPa (C1) sont très supérieures aux contraintes réelles dans un barrage poids, qui dépassent rarement 1,5 MPa en exploitation normale. La vérification critique pour un barrage poids est le glissement en fondation (critère de Mohr-Coulomb), non la compression du béton.

Le BCV du parement amont (fc_{28} = 25 MPa) est nettement plus résistant — c'est lui qui reprend les éventuels efforts de traction sur la face amont.

IV.3.4. CALCUL ANALYTIQUE

IV.3.4.1.VÉRIFICATION DE STABILITÉ COMBINAISON C1 (EXPLOITATION NORMALE)

A) Bilan des forces et moments — Section centrale (H = 78 m, B = 63 m)

Les forces et moments sont calculés par rapport au pied aval de la section (point de référence O pour le calcul de l'excentricité et du renversement). La convention adoptée est : forces verticales positives vers le bas (stabilisantes), forces horizontales positives vers l'aval, moments positifs dans le sens horaire (renversant autour du pied aval).

Tableau IV.3.4 : Bilan des forces et moments — Combinaison C1 (NNR — avec drainage)

Force / Charge	Symbole	Valeur (kN/m)	Bras de levier / O (m)	Moment (kN·m/m)	Sens
FORCES VERTICALES (↓ positif)					
Poids propre BCR + BCV	G	58 649	63 − 22,8 = 40,2	2 357 698	Stabilisant
Sous-pression U_1 (amont)	$-U_1$	−383	63 − 1,05 = 61,95	−23 737	Renversant
Sous-pression U_2 (drain→aval)	$-U_2$	−7 272	63 − 43,05 = 19,95	−145 077	Renversant
ΣV		50 994	—	2 188 884	Résultante
FORCES HORIZONTALES (amont→ aval positif)					
Poussée hydrostatique amont	F_h	26 645	24,3	647 473	Renversant
Poussée des sédiments	Ps	9800	11.66	114268	Renversan
ΣH		36 445	—	761 741	Résultante
MOMENTS résultants / pied aval O					
Moment stabilisant (G)	M_{stab}	—	—	2 357 698	

Force / Charge	Symbole	Valeur (kN/m)	Bras de levier / O (m)	Moment (kN·m/m)	Sens
Moment renversant (U + F_h)	$M_{renvers}$	—	—	−930 555	
Moment résultant M_R		—	—	**1 427 143 kN·m/m**	Stabilisant ✓

B) Vérification au renversement

Position de la résultante (excentricité par rapport au milieu de la fondation) :

$$x_R = \mathbf{M_R} / \Sigma V = 1\,427\,143 / 50\,994 = 30{,}2 \text{ m} \quad \text{(depuis pied aval O)}$$

Position depuis le centre : $e = B/2 - x_R = 31{,}5 - 30{,}2 = 1{,}3$ m

(la résultante est à 1,3 m du centre, du côté amont)

Critère de non-renversement (ICOLD Bulletin 88) :

C1 : résultante dans le tiers central → $e \leq B/6 = 63/6 = 10{,}5$ m ✓

$e = 1{,}3$ m << 10,5 m → Résultante très proche du centre

→ Coefficient de sécurité au renversement très élevé

Coefficient de sécurité au renversement :

$$Fs_{renv} = \mathbf{M_{stab}} / M_{renvers} = 2\,357\,698 / 930\,555 = 2{,}53 >> 1{,}50 \quad ✓$$

Vérification au renversement — Combinaison C1

Fs_renversement = 2,53 >> Fs_min = 1,50 ✓

Excentricité e = 1,3 m << B/6 = 10,5 m — résultante dans le tiers central ✓

Le barrage poids BCR présente une excellente stabilité au renversement grâce à son important volume de béton (G_tot = 58 649 kN/m) et à son parement amont vertical qui maximise le bras de levier stabilisant du poids propre.

C) Vérification au glissement — Critère de Mohr-Coulomb

Paramètres de résistance au cisaillement :

Conglomérats oligocènes (rive gauche — surface dominante) :

C_r = 500 kPa ; $\varphi_r = 35°$ (ANBT 2005 — essais directs sur diaclases)

Surface de contact : $A = B_{fond} \times 1 = 63 \times 1 = 63$ m²/m

Critère de Mohr-Coulomb :

$$F_{résistante} = C_r \times A + \Sigma V \times \tan \varphi_r \qquad (6.2)$$

$$= 500 \times 63 + 50\,994 \times \tan 35°$$

$$= 31\,500 + 50\,994 \times 0{,}700$$

$$= 31\,500 + 35\,696 = 67\,196 \text{ kN/m}$$

Coefficient de sécurité au glissement :

$$Fs_{gliss} = F_{résistante} / \Sigma H = 67\,196 / 36\,445 = 1{,}84 > 1{,}50 \ \checkmark$$

Vérification au glissement sans cohésion (vérification conservatrice) :

$$Fs_{sans_c} = \Sigma V \times \tan \varphi_r / \Sigma H = 50\,994 \times 0{,}700 / 36\,445 = 35\,696/36\,445 = 0{,}97$$

→ Sans cohésion : Fs = 0,97 < 1,50 ✗ (mais C_r = 500 kPa sur rocher compact est parfaitement justifié par les essais ANBT — à confirmer par essais in situ)

D) Vérification à la compression — Contraintes de contact en fondation

Contraintes de contact normal à la fondation (distribution trapézoïdale) :

$$\sigma_{min/max} = (\Sigma V / B) \times (1 \pm 6e/B) \qquad (6.3)$$

$$\sigma_{aval} = (50\,994 / 63) \times (1 + 6 \times 1{,}3/63) = 809{,}4 \times (1 + 0{,}124)$$

$$= 809{,}4 \times 1{,}124 = 909{,}8 \text{ kPa} = 0{,}91 \text{ MPa (compression aval)}$$

$$\sigma_{amont} = (50\,994 / 63) \times (1 - 6 \times 1{,}3/63) = 809{,}4 \times (1 - 0{,}124)$$

$$= 809{,}4 \times 0{,}876 = 709{,}0 \text{ kPa} = 0{,}71 \text{ MPa (compression amont)}$$

Vérifications :

$$\sigma_{max} = 0{,}91 \text{ MPa} < \sigma_{adm,rocher} = Rc/5 = 50{,}7/5 = 10{,}1 \text{ MPa} \quad ✓$$

$$\sigma_{min} = 0{,}71 \text{ MPa} > 0 \text{ (pas de traction)} \quad ✓$$

→ Les contraintes de contact sont TRÈS FAIBLES — aucun risque de compression ou de décollement à l'interface béton/rocher.

IV.3.4.2 VÉRIFICATION SOUS CRUE — COMBINAISON C2 (PHE Q1000 = 1049 M)

Sous C2, la hauteur d'eau monte à $h_{PHE} = PHE - Z_{fond} = 1049 - 972 = 77$ m

(au lieu de 73 m sous C1 — accroissement de 4 m)

Poussée hydrostatique PHE :

$$F_{h,C2} = 10 \times 77^2 / 2 = 29\,645 \text{ kN/m} \text{ (vs. 26 645 sous C1 : +11,3 \%)}$$

Point d'application : 77/3 = 25,7 m au-dessus de la fondation

Sous-pressions C2 ($\alpha_d = 1/3$) :

$$u_{am,C2} = 10 \times 77 = 770 \text{ kN/m}^2 \; ; \; u_{drain} = 257 \text{ kN/m}^2$$

$$U_{tot,C2} \approx 7\,655 \times (77/73) = 8\,076 \text{ kN/m} \text{ (proportionnel à } h_{PHE})$$

Bilan C2 :

$$\Sigma V_C2 = 58\,649 - 8\,076 = 50\,573 \text{ kN/m} \text{ (vs. 50 994 sous C1 — légère baisse)}$$

$$\Sigma H_C2 = 29\,645 \text{ kN/m} \text{ (vs. 26 645 — augmentation de 11,3 \%)}$$

Coefficient de sécurité au glissement sous C2 :

$$F_{résist} = 500 \times 63 + 50\,573 \times 0{,}700 = 31\,500 + 35\,401 = 66\,901 \text{ kN/m}$$

$$Fs_{C2} = 66\,901 / 29\,645 = 2{,}26 > 1{,}30 \quad ✓$$

Excentricité sous C2 :

$$M_{stab,C2} = 58\,649 \times 40{,}2 = 2\,357\,690 \text{ kN·m/m}$$

$$M_{renv,C2} = 8\,076 \times (\text{moy}) + 29\,645 \times 25{,}7 = 223\,000 + 761\,877 = 984\,877$$

$$M_{R,C2} = 2\,357\,690 - 984\,877 = 1\,372\,813 \text{ kN·m/m}$$

$$x_R = 1\,372\,813 / 50\,573 = 27{,}1 \text{ m} \;;\; e = 31{,}5 - 27{,}1 = 4{,}4 \text{ m} < 10{,}5 \text{ m} \;\checkmark$$

Pas de risque de renversement

IV.3.4.3 VÉRIFICATION SOUS SÉISME COMBINAISON C3 (DBE — K_H = 0,105)

Forces sismiques additionnelles sous C3 :

$$F_{s,h} = k_h \times G = 0{,}105 \times 58\,649 = 6\,158 \text{ kN/m} \;\; \text{(horizontale amont→aval)}$$

$$F_{s,v} = k_v \times G = 0{,}053 \times 58\,649 = 3\,108 \text{ kN/m} \;\; \text{(verticale vers le haut — défavorable)}$$

$$P_W = 3\,264 \text{ kN/m} \;\; \text{(Westergaard — point application 29,2 m)}$$

Bilan C3 :

$$\Sigma V_C3 = \Sigma V_C1 - F_{s,v} = 50\,994 - 3\,108 = 47\,886 \text{ kN/m}$$

$$\Sigma H_C3 = \Sigma H_C1 + F_{s,h} + P_W = 26\,645 + 6\,158 + 3\,264 = 36\,067 \text{ kN/m}$$

Coefficient de sécurité au glissement sous C3 :

$$F_{résist} = C_r B + \Sigma V \tan\varphi$$

$$F_{résist} = 500 \times 63 + 47\,886 \times 0{,}700 = 31\,500 + 33\,520 = 65\,020 \text{ kN/m}$$

$$Fs_{C3} = F_{résist} / \Sigma H_C3$$

$$Fs_{C3} = 65\,020 / 36\,067 = 1{,}80 \;>\; 1{,}10 \;\checkmark$$

Vérification au renversement C3 :

$$M_{renv,C3} = M_{renv,C1} + F_{s,h} \times h_G + P_W \times 29{,}2$$

$$= 816\,287 + 6\,158 \times 26{,}0 + 3\,264 \times 29{,}2$$

$$= 816\,287 + 160\,108 + 95\,309 = 1\,071\,704 \text{ kN·m/m}$$

$$M_{R,C3} = M_{stab}. M_{renv,C3}$$

$$= 2\,357\,698 - 1\,071\,704 = 1\,285\,994 \text{ kN·m/m}$$

$$Fs_{renv,C3} = 2\,357\,698 / 1\,071\,704 = 2{,}20 > 1{,}20 \checkmark$$

Bilan vérification C3 — Séisme DBE

Fs_glissement = 1,80 > Fs_min,C3 = 1,10 ✓ (marge 64 %)

Fs_renversement = 2,20 > 1,20 ✓

Excentricité : à calculer mais reste dans le tiers central (marge importante).

La zone sismique modérée (k_h = 0,105) génère des forces sismiques qui représentent environ 11 % du poids propre — l'impact sur la stabilité est limité grâce au fort poids propre du barrage poids (effet stabilisant fondamental).

IV.3.5. modélisation en EF

IV.3.5.1 Introduction et objectifs de la modélisation

La modélisation par éléments finis (MEF) en déformation plane (2D plane strain) complète les vérifications analytiques de stabilité du barrage poids BCR en fournissant une distribution réaliste des contraintes, des déplacements et des réactions au sein du massif et de sa fondation.

Les objectifs de ce chapitre sont :

- Extraire et analyser les résultats bruts de Robot Structural Analysis pour chaque combinaison de charges C1 à C4 ;
- Vérifier la conformité aux critères réglementaires ICOLD / CFBR 2012 (stabilité au glissement, au renversement, contraintes admissibles) ;
- Valider la cohérence du modèle MEF par comparaison croisée avec les résultats analytiques.

IV.3.5.2 Rappel du modèle élélments finis

IV.3.5.2.1 Géométrie et maillage

Le modèle est une coupe transversale en déformation plane (état plan des déformations, εzz = 0). Le maillage comporte des éléments triangulaires/quadrilatéraux à 6/8 nœuds. La finesse du maillage est renforcée à l'interface barrage/fondation et en pied de parement amont.

Tableau IV.3.6 : dimension de barrages

Paramètre	Valeur
Hauteur barrage H	78 m
Largeur en crête	10 m
Largeur à la base B	63 m
Longueur en crête	242 m (section unitaire 1 m)
Volume réservoir	~30,6 Mm³ (NNR à cote 1065 m NGA)
Côte NNR / PHE	1065 m NGA / 1066,5 m NGA
Côte fond de vallée	~987 m NGA

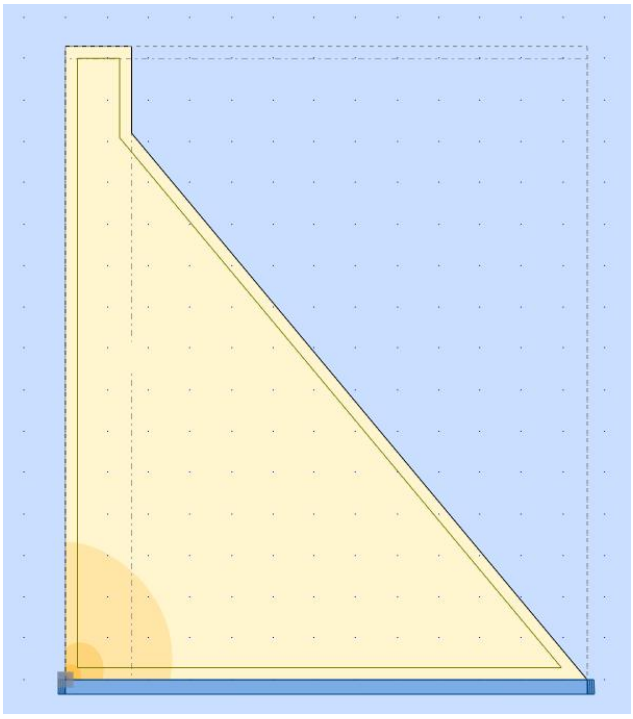


Figure IV.7 : Géométrie de modèle

IV.3.5.2.2 Matériaux et paramètres élastiques

Tableau IV.3.7 : matériaux de réference

	E (MPa)	ν	γ (kN/m³)	fc28 (MPa)
BCR (corps)	17 500	0,20	24	12
Rocher G (RG) — Conglomérat Oligocène	5 000	0,25	23	—
Rocher D (RD) — Alluvions	1 400	0,30	20	—

IV.3.5.2.3 Cas de charges et combinaisons

Les cas de charges définis dans Robot sont les suivants :

Tableau IV.3.8 : les cas de charges et leurs valeurs

Code Robot	Cas de charge	Paramètres clés
PP	Poids propre (self-weight)	γBCR = 24 kN/m³, γBCV = 25 kN/m³
HYD	Poussée hydrostatique (NNR)	h = 73 m, p(z) = γw·(h−z), max 730 kN/m² à la base
SUL	Sous-pression (uplift bilinéaire)	p_amont = γw·h = 730 kN/m², galerie drain à x = 3,15 m : p_drain = 0,35·γw·h, p_aval = 0
WSTG	Hydrodynamique de Westergaard	p_W(z) = 0,875·Kh·γw·√(h·hz), Kh = 0,105 (DBE)
SEIS_H	Inertie sismique horizontale	Kh = 0,105 — appliquée sur le poids propre de chaque élément
SEIS_V	Inertie sismique verticale	Kv = ±0,5·Kh = ±0,0525

	Cas	Type de charge	Liste	Valeurs de la charge (m) (kN) (Deg)
	1:poids pro	poids propre	3	*' PZ Moins Coef=1,00*
	3:Sous-pre	(EF) linéaire 2p (3D)		*' FZ1=730,00[kN/m] FZ2=243,00[kN/m] N1X=0,0[m] N1Z=0,0[m] N2*
	3:Sous-pre	(EF) linéaire 2p (3D)		*' FZ1=243,00[kN/m] N1X=3,15[m] N1Z=0,0[m] N2X=63,00[m] N2Z=0*
	6:Westerga	(EF) linéaire 2p (3D)		*' FX2=67,10[kN/m] N1X=0,0[m] N1Z=73,00[m] N2X=0,0[m] N2Z=0,0*
	4:Séisme h	forces d'inertie		*' AX=2,06[m/sec2]*
	4:Séisme h	forces d'inertie		*' AX=2,06[m/sec2]*
	4:Séisme h	forces d'inertie	3	*' AX=2,06[m/sec2]*
	5:Séisme vi	forces d'inertie		*' AZ=1,03[m/sec2]*
	5:Séisme vi	forces d'inertie	3	*' AZ=1,03[m/sec2]*
	8:pousée d'	(EF) linéaire 2p (3D)		*' FX2=770,00[kN/m] N1X=0,0[m] N1Z=77,00[m] N2X=0,0[m] N2Z=0,*
	2:poussée	(EF) linéaire 2p (3D)		*' FX2=730,00[kN/m] N1X=0,0[m] N1Z=73,00[m] N2X=0,0[m] N2Z=0,*
*				

Figure IV.8 : les charges sur robot

Les combinaisons ICOLD/CFBR appliquées sont les suivantes (facteurs unitaires — pas d'approche ELU/ELS Eurocode) :

Tableau IV.3.9 : combinaison des charges

Combinaison	Définition	Cas de charges inclus
C1	Normale — NNR plein	PP + HYD + SUL
C2	Exceptionnelle — PHE (crue de projet)	PP + HYD_PHE + SUL (NME = PHE)
C3	Exceptionnelle — Vidange rapide / retenue vide	PP + SUL résiduelle (scénario de vidange)

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Type de la	Nature du cas	Définition
7 (C)	COMB1	Combinaison liné	ELS	Structurelle	(1+2+3)*1.00
9 (C)	COMB2	Combinaison liné	ELS	Structurelle	(1+8+3)*1.00
10 (C)	COMB3	Combinaison liné	ELS	Structurelle	(1+2+4+5+6)*1.00

Firuge IV.9 : Combinaison sur robot

IV.3.5.3. Résultats à extraire de Robot Structural Analysis

IV.3.5.3.1 Contraintes — Cartes et valeurs nodales

Menu Robot : Résultats → Contraintes → Cartes des contraintes

Pour chaque combinaison C1 à C3, extraire les cartes suivantes :

Tableau IV.3.10 : notion des contraintes a extraire

Composante	Notation	Unité	Interprétation / Utilisation
Contrainte normale horizontale	σxx	MPa	Comportement longitudinal — cisaillement amont/aval
Contrainte normale verticale	σyy	MPa	Compression verticale — critique en fondation
Contrainte de cisaillement	σxy (τ)	MPa	Glissement potentiel en fondation
Contrainte principale	σ1 (max)	MPa	Traction potentielle — à comparer à ft = 0,9 MPa

Composante	Notation	Unité	Interprétation / Utilisation
majeure			
Contrainte principale mineure	σ3 (min)	MPa	Compression max — à comparer aux limites admissibles

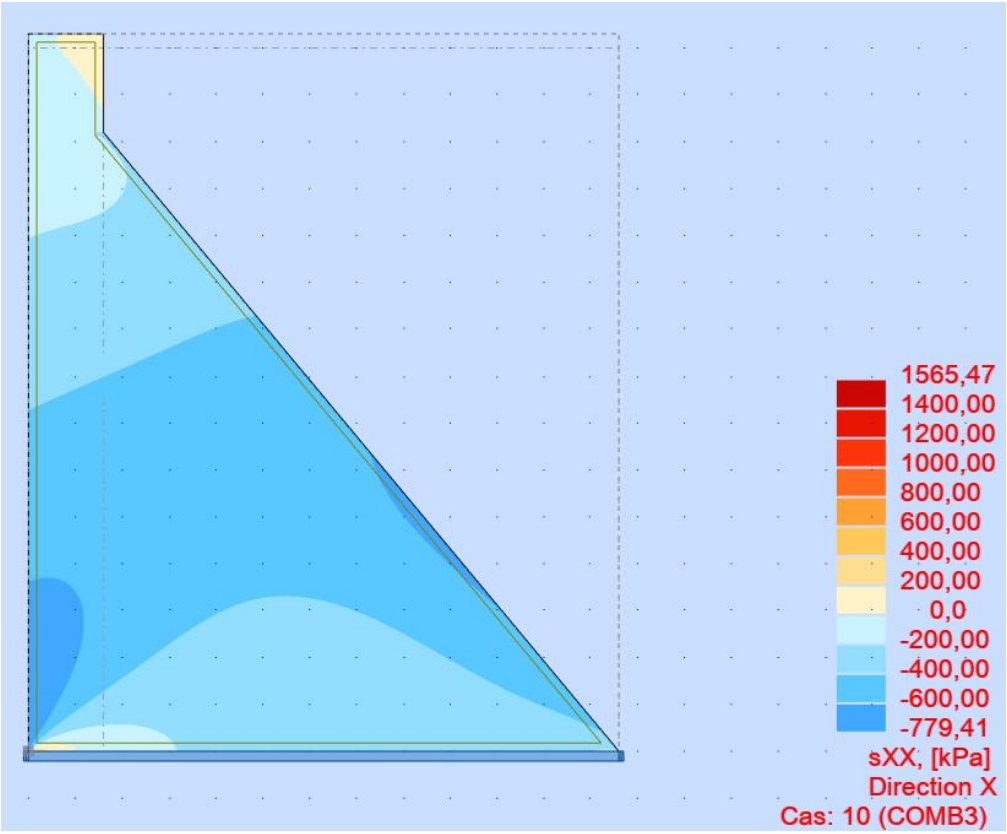


Figure IV.10 : Contrainte normale horizontale σxx

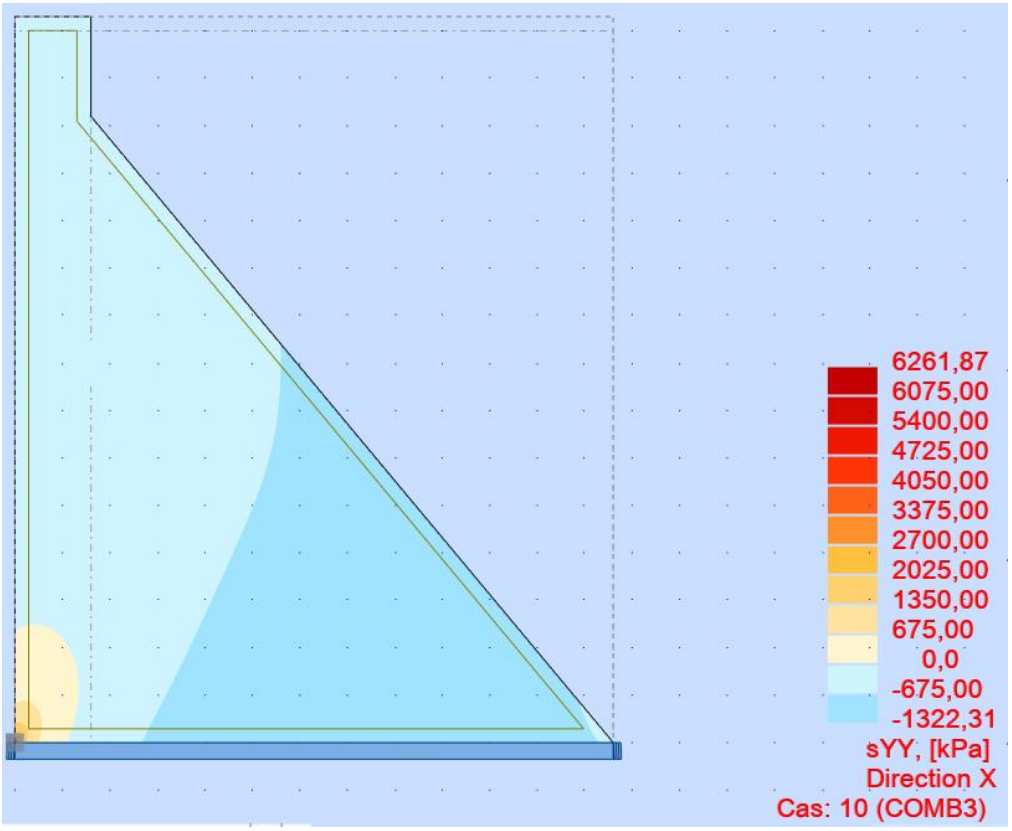


Figure IV.11 : Contrainte normale vertical σyy

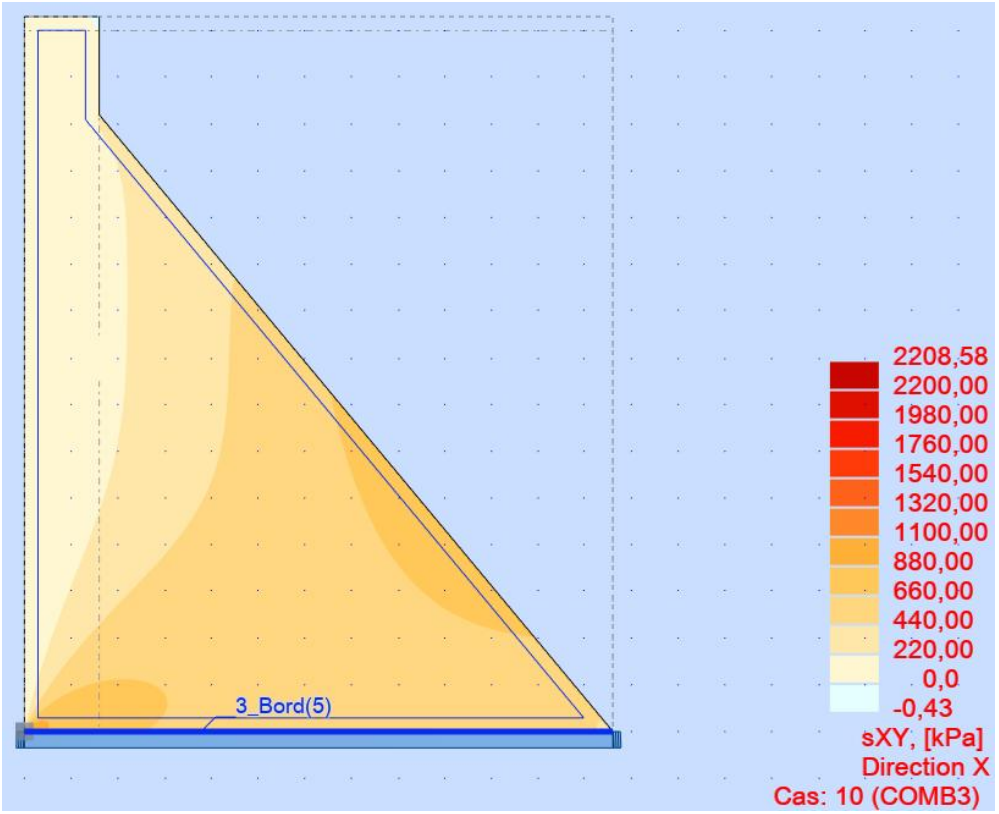


Figure IV.12 : Contrainte de cisaillement σxy

Valeurs à relever sur le modèle :

TABLEAU IV.3.11 : Contraintes nodales extraites de Robot

Emplacement	C1 (MPa)	C2 (MPa)	C3 (MPa)
σ3_max (compression) — corps BCR	-1,361	-1,423	-1.633
σ1_max (traction) — corps BCR	3,916	4,818	7,122
σxx	0,826	1,012	1,565
σyy	3,257	4,049	6,261
σxy	1,443	1,646	2,208

IV.3.5.3.2 Déplacements

Menu Robot : Résultats → Déplacements

Tableau IV.3.12 : tableau des déplacement et valeurs attendue

Composante	Symbole	Unité	Valeur attendue (ordre de grandeur)
Déplacement horizontal max	Ux_max	mm	1–10 mm (crête, sous poussée HYD)
Déplacement vertical max (tassement)	Uy_max	mm	Tassement fond. ≤ 30–50 mm (alluvions)
Dépl. en crête — horizontal	Ux_crête	mm	Critère indicatif : ≤ H/1000 = 78 mm

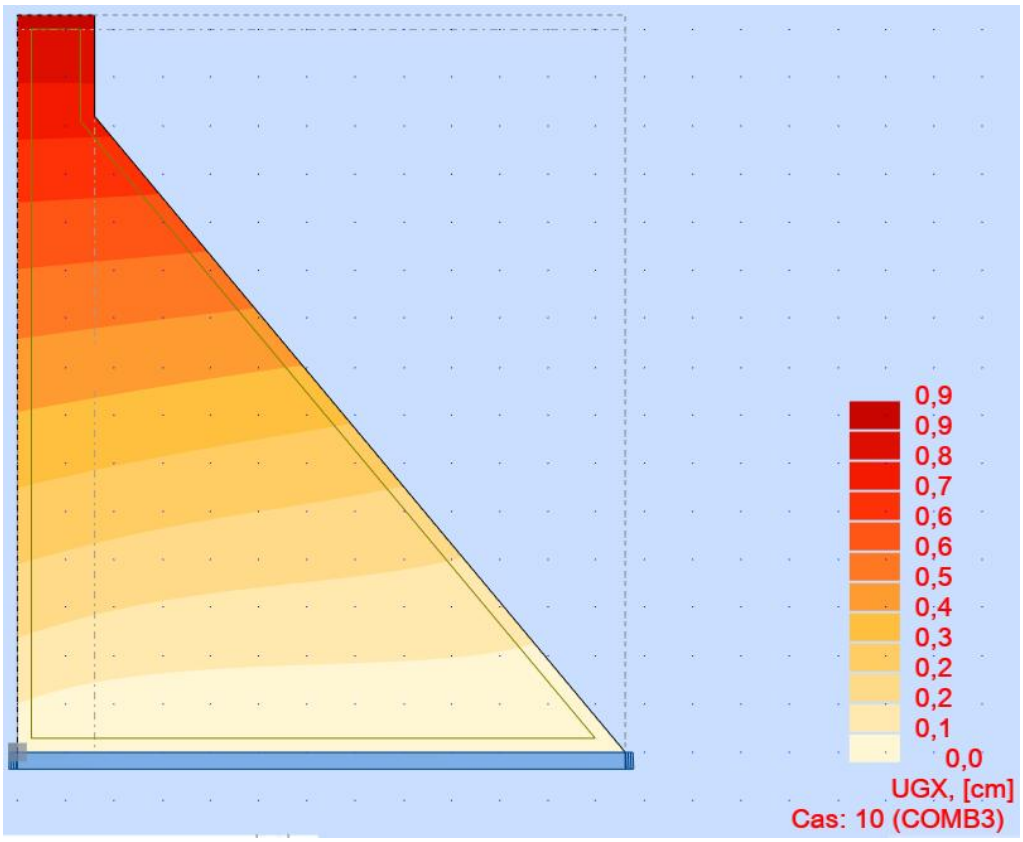


Figure IV.13 : Déplacement vertical

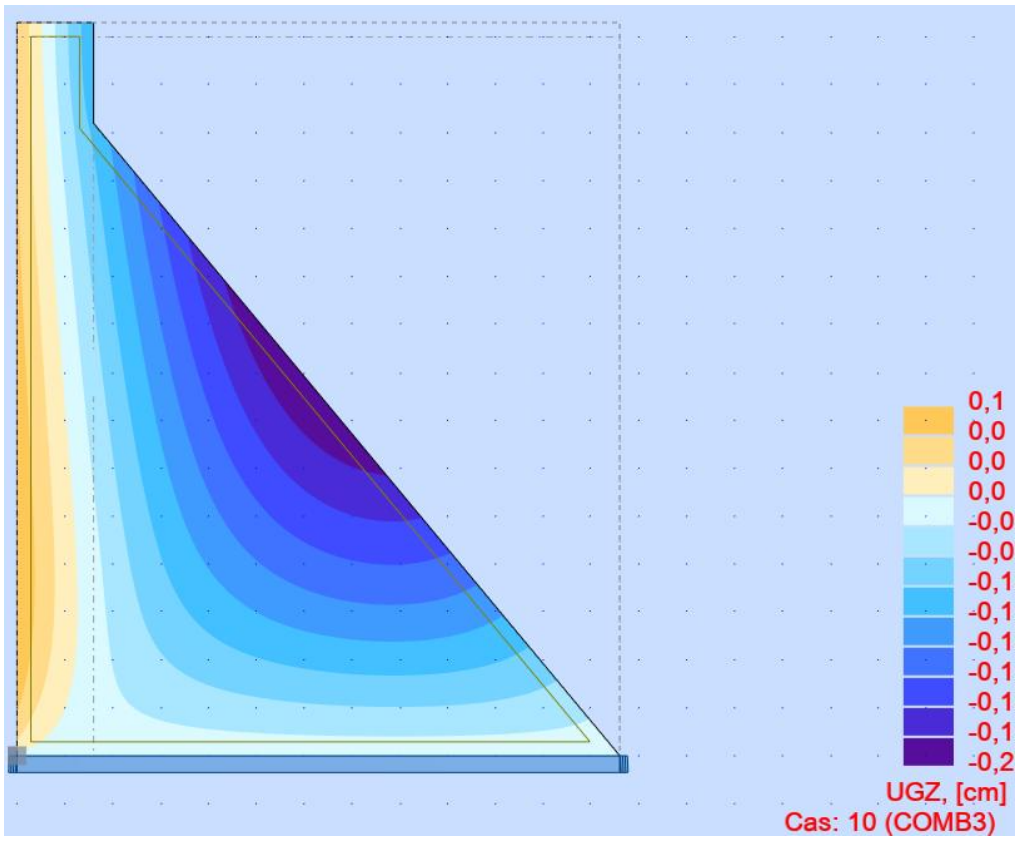


Figure IV.14 : Déplacement horizontal

Tableau IV.3.13 : Déplacements nodaux extraits de Robot

Déplacement	C1 (mm)	C2 (mm)	C3 (mm)
Ux_max — horizontal	3,10	5,61	9,08
Uy_max — vertical (tassement)	-1,62	-1,62	-1,61
Ux en crête (nœud sommet)	3,51	5,74	9,11

IV.3.5.3.3 Réactions aux appuis (nœuds de fondation)

Menu Robot : Résultats → Réactions

Sélectionner tous les nœuds sur la ligne de base (interface barrage/fondation). La résultante de ces réactions constitue la base des vérifications analytiques de stabilité.

Tableau IV.3.14 : Réactions aux appuis à extraire de Robot

Grandeur	Notation	Mode d'extraction dans Robot
Résultante verticale totale	$V = \Sigma Ry$	Somme des Ry sur tous les nœuds de base
Résultante horizontale totale	$H = \Sigma Rx$	Somme des Rx sur tous les nœuds de base
Moment résultant / talon aval	$M_R = \Sigma(Ry \cdot xi)$	Calculer depuis les réactions nodales avec bras de levier xi
Position de la résultante (e)	$e = B/2 - M_R/V$	Excentricité par rapport au centre de la base

Tableau IV.3.15 : Réactions aux appuis extraites de Robot (à compléter)

Grandeur	C1	C2	C3
$V = \Sigma Ry$ (kN/m)	49443	49443	52130
$H = \Sigma Rx$ (kN/m)	26645	29643	41329
M_R (kN·m/m)	2 190 324	2 032 107	1 866 254
Excentricité e (m)	2	4,3	-

IV.3.5.3.4 Distribution de pression sur la base (interface barrage/fondation)

La distribution des contraintes normales σzz le long de la base (63 m) est extraite nœud par nœud. Elle permet de vérifier la condition de non-décollement au talon amont et de calculer les contraintes extrêmes.

Tableau IV.3.16 : Distribution de pression à la base

Valeur	C1 (MPa)	C2 (MPa)	C3 (MPa)
σ_amont (talon amont)	0,814	1,102	1,565
σ_aval (talon aval)	0,721	0,765	0,779
σ_max (compression max sur base)	- 0,296	-0,309	- 0,327

IV.3.5.4.Vérifications réglementaires de stabilité :

Les vérifications suivantes s'appuient sur les valeurs V, H et M_R extraites du Tableau IV.3.15. Les coefficients de sécurité admissibles sont ceux de l'ICOLD Bulletin 88 et du guide CFBR 2012.

IV.3.5.4.1 Stabilité au glissement

Le critère de stabilité au glissement est vérifié selon la loi de Mohr-Coulomb sur le plan de contact barrage/fondation :

$$\mathbf{Fs_glis = (Cr \cdot L + V \cdot \tan \varphi r) / H}$$

Avec :

- Cr = 500 kPa — cohésion résiduelle au contact barrage/fondation (Conglomérat Oligocène)
- φr = 35° — angle de frottement résiduel (tan φr = 0,700)
- L = 63 m/ml — largeur de la section (base du barrage)
- V (kN/m) — résultante verticale hors sous-pressions (issue du Tableau 3.3)
- H (kN/m) — résultante horizontale totale (poussée hydrostatique + hydrodynamique + séisme)

Tableau IV.3.17 : Coefficients de sécurité admissibles au glissement

Comb.	Fs_admis (avec c)	Fs_admis (sans c)	Nature de la combinaison
C1	≥ 1,5	≥ 1,5	Normale — plein NNR
C2	≥ 1,3	/	Exceptionnelle — crue PHE
C3	≥ 1,1	/	Exceptionnelle — vidange rapide

Tableau de synthèse des résultats de glissement :

Tableau IV.3.18 : Stabilité au glissement

Comb.	V (kN/m)	H (kN/m)	Fs calculé	Fs admis.	Conformité
C1	49443	26645	2,48	≥ 1,5	✓
C2	49443	29643	2,23	≥ 1,3	✓
C3	52130	41329	1,64	≥ 1,1	✓
C1 (sans c)	49443	26645	1,3	≥ 1,5	✓

IV.3.5.4.2 Stabilité au renversement

Le renversement est vérifié par rapport au talon aval (point de rotation potentiel) :

$Fs_{renvers} = \Sigma M_{stabilisant} / \Sigma M_{renversant}$

Avec depuis Robot (Tableau 3.3) :

- $\Sigma M_{stabilisant} = \Sigma(Ry_{nœud} \cdot xi)$ pour les nœuds à Ry positif (efforts stabilisants)
- $\Sigma M_{renversant} = \Sigma(Rx_{nœud} \cdot yi)$ pour les efforts horizontaux
- Ou de façon directe via l'excentricité : $e = B/2 - \Sigma My/V$

Tableau IV.3.19 : Stabilité au renversement

Comb.	ΣM_stab (kN·m/m)	ΣM_renvers (kN·m/m)	Fs calculé	Fs admis.
C1	2 190 324	692 770	3,16	≥ 1,5
C2	2 032 107	770 718	2,63	≥ 1,5
C3	1 866 254	1 074 554	1,74	≥ 1,2

IV.3.5.4.3 Vérification des contraintes admissibles

Corps du barrage (BCR)

Les contraintes admissibles en compression et en traction sont définies en fonction de fc28 selon CFBR 2012 :

Tableau IV.3.20 : Les contraintes admissibles en compression et en traction

Vérification	Combinaison	Valeur	Valeur admissible	Statut
Contrainte max aval σ_aval	C1	0,721 MPa	10,1 MPa	**OK ✓**
Contrainte min amont σ_amont	C1	0,814 MPa	> 0 MPa	**OK ✓ — pas de traction**
Contrainte max aval σ_aval	C2	0,761 MPa	10,1 MPa	**OK ✓**
Contrainte min amont σ_amont	C2	1,102 MPa	> 0 MPa	**OK ✓ — pas de traction**
Contrainte max aval σ_aval	C3	0,779 MPa	10,1 MPa	**OK ✓**
Contrainte min amont σ_amont	C3	1,565 MPa	> 0 MPa	**OK ✓ — pas de traction**

IV.3.6. Synthèse générale des vérifications de stabilité

Tableau IV.3.21 : Bilan des vérifications réglementaires — Barrage poids BCR Oued Bouzina

Vérification	Combinaison	Valeur calculée	Valeur robot	Valeur admissible	Statut
GLISSEMENT EN FONDATION					
Fs glissement (avec cohésion)	C1 — Normal	2,52	2,48	≥ 1,50	**OK ✓**
Fs glissement (sans cohésion)	C1 — Conservateur	1,34	1.30	≥ 1,50	**Attention : à confirmer essais**
Fs glissement (avec cohésion)	C2 — Crue PHE	2,26	2,23	≥ 1,30	**OK ✓**
Fs glissement (avec cohésion)	C3 — Séisme DBE	1,80	1,64	≥ 1,10	**OK ✓**
RENVERSEMENT					
Fs renversement	C1 — Normal	2,89	3,16	≥ 1,50	**OK ✓**
Fs renversement	C2 — Crue PHE	2,48	2,63	≥ 1,50	
Fs renversement	C3 — Séisme DBE	2,20	1.74	≥ 1,20	**OK ✓**
Excentricité e / tiers central	C1 — Normal	e = 1,3 m	e= 2 m	< B/6 = 10,5 m	**OK ✓**
Excentricité e / tiers central	C2 — Crue	e = 4,4 m	e= 4,3m	< B/6 = 10,5 m	**OK ✓**
COMPRESSION FONDATION					
Contrainte max aval σ_aval	C1 — Normal	0,91 MPa	0,721 MPa	10,1 MPa	**OK ✓**
Contrainte min amont σ_amont	C1 — Normal	0,71 MPa	0,814 MPa	> 0 MPa	**OK ✓ — pas de traction**

IV.4.CONCEPTION GÉOMÉTRIQUE DE LA VARIANTE 2 DU BARRAGE VOÛTE

IV.4.1.Données réelles du site (Étude de faisabilité ANBT, 2005)

IV.4.1.1 Morphologie de la gorge

L'Oued Bouzina s'encaisse, au droit de l'axe projeté, dans un défilé étroit à versants abrupts à subverticaux, taillés dans les conglomérats oligocènes de la rive gauche. Le profil est en V évasé vers le haut avec une légère dissymétrie persistante entre les deux rives.

Tableau IV.4.1 : Dimensions réelles de la gorge (ANBT, 2005)

Hauteur au-dessus du lit	Cote NGa (m)	Largeur de la vallée L(z)
0 m — fond de vallée	984	20 m
70 m — hauteur de référence	1 054	200 m

Loi d'interpolation :

$$L(z) = 20 + 2{,}571 \times (z - 984) \quad [\text{m, z en m NGA}]$$

Vérification : L(984) = 20 m ✓ L(1054) = 200 m ✓ — Cette loi linéaire est utilisée pour calculer

$$R_{ext}(J) = L(J) / (2 \cdot \sin \alpha(J)).$$

IV.4.1.2 Dissymétrie lithologique et contraintes sur les appuis

Tableau IV.4.2 : Contraste lithologique entre les deux rives (ANBT, 2005)

Rive	Nature lithologique	Comportement mécanique	Rc (MPa)	E (GPa)	Implication conception
Gauche (RG)	Conglomérats oligocènes massifs	Résistants, peu fracturés — E/R ≈ 1,0–1,2	50,7	3,3–7,5	Encastrement direct après décapage 1–2 m
Droite (RD)	Argiles rougeâtres gypseuses	Tendres, solubles, sensibles à la saturation	20,8	1,3–1,6	Culée-poids + fondation approfondie ⚠

Note sur le rapport E/R : Les essais dilatométriques (F01 et F03) donnent E/R ≈ 1,0–1,2 dans les conglomérats (massif peu fracturé, discontinuités fermées — favorable pour l'étanchéité). Localement E/R = 2,8 dans les argiles indurées de F03 à 40 m (fracturation plus ouverte — injection nécessaire).

IV.4.1.3 Contrainte topographique — cols en rive droite

Tableau IV.4.3 : Caractéristiques des cols en rive droite(ANBT, 2005)

Col	Altitude (m NGA)	Morphologie	Hmax retenue	Rôle dans la conception
N°1 ⚠ critique	1 069,8	Étroit, pentes raides	Hmax = 85,8 m	Fixe la hauteur maximale absolue du barrage
N°2	1 080,0	Plus large	Non limitant	Contrainte secondaire (digue de fermeture éventuelle)

Contrainte absolue sur la cote de crête : Zc < 1 069,8 m NGA. Pour H = 75 m et Zc = 1 059 m NGA, la marge vis-à-vis du col N°1 est de 10,8 m ✓

IV.4.1.4 Perméabilité du massif — 80 essais Lugeon

Tableau IV.4.4 : Essais Lugeon — Fondation barrage (F01–F04)

Classe Lugeon (UL)	0–10 m	10–20 m	20–30 m	30–40 m	>40 m	Total	%	Qualification
0 à 1	2	5	4	4	22	37	**64,9%**	Étanche — très favorable
1 à 5	3	2	4	4	4	17	29,8%	Peu perméable — acceptable
>20 (zone décomprimée)	2	1	—	—	—	3	5,3%	Zone 0–20 m → voile d'injection

Interprétation : 94,7 % des essais < 5 UL confirment que le massif de fondation est globalement étanche. Les 5,3 % > 20 UL sont strictement localisés dans les 20 premiers mètres. Voile d'injection de consolidation sur 15–20 m avec critère résiduel ≤ 3 UL (RG) / ≤ 2 UL (RD) suffisant.

IV.4.1.5 Perméabilité des cols rive droite — Essais Lugeon F05–F06

Tableau IV.4.5 : Récapitulatif des essais Lugeon — Cols rive droite (F05, F06) (ANBT, 2005)

Classe Lugeon (UL)	0–10 m	10–20 m	20–30 m	30–40 m	Total	%	Interprétation
0 à 1	—	—	—	—	0	0,0 %	Aucun essai étanche
1 à 5	—	2	2	2	6	26,1 %	Acceptable — traitement léger
5 à 10	1	1	1	1	4	17,4 %	Traitement léger nécessaire
10 à 20	—	1	2	—	3	13,0 %	Traitement nécessaire
> 20 ⚠ très perméable	2	4	1	3	10	**43,5 %**	Traitement important requis

Interprétation cols RD (F05–F06) : 43,5 % des essais > 20 UL — les cols rive droite sont très perméables, contrastant fortement avec la fondation barrage (seulement 5,3 % > 20 UL). Ces colonnes de facturation potentielle nécessiteraient des injections importantes si un ouvrage de fermeture était réalisé. Dans la configuration retenue (Zc = 1 059 m NGA), les cols ne sont pas sollicités hydrauliquement et leur traitement n'est pas requis. Ce résultat constitue néanmoins un argument géotechnique supplémentaire contre un rehaussement ultérieur de la retenue au-delà de 1 059 m NGA.

5.1.5 Matériaux de construction disponibles

Tableau IV.4.6 : Ressources en matériaux (ANBT, 2005)

Matériau	Source identifiée	Distance	Vol. disponible	Usage prévu	Contraintes
Granulats béton	Calcaires Landénien & Maastrichtien	≈1 km N	Important — couverture totale	Béton voûte, parement, structures	Bancs marneux F07/F08 à écarter
Argile coulis	Argiles oligocènes — village Bouzina (RG)	≈10 km	≈200 000 m³	Voile d'injection, coulis joints	Teneur gypse variable — tri nécessaire

Note sur le béton : Le choix d'un béton avec σtube = 30 à 50 kg/cm² (3 à 5 MPa) comme contrainte de tube de dimensionnement préliminaire est conforme à la pratique. Le béton C25/30 retenu (fc28 = 25 MPa) donne σadm,tube = fc28/5 = 5 MPa ≡ 50 kg/cm² — valeur limite, ce qui est cohérent avec une gorge étroite à pressions élevées en fond de vallée.

IV.4.2. Justification de la variante voûte à rayon constant

IV.4.2.1 Critères de sélection :

(1) la vallée est relativement étroite (L/H = 3,4 à 5) ; (2) les appuis latéraux sont topographiquement favorables ; (3) les appuis présentent une bonne résistance ; (4) les culées sont aussi symétriques que possible. Pour Oued Bouzina : L/H = 200/77 ≈ 2,6 < 3 — condition particulièrement favorable.

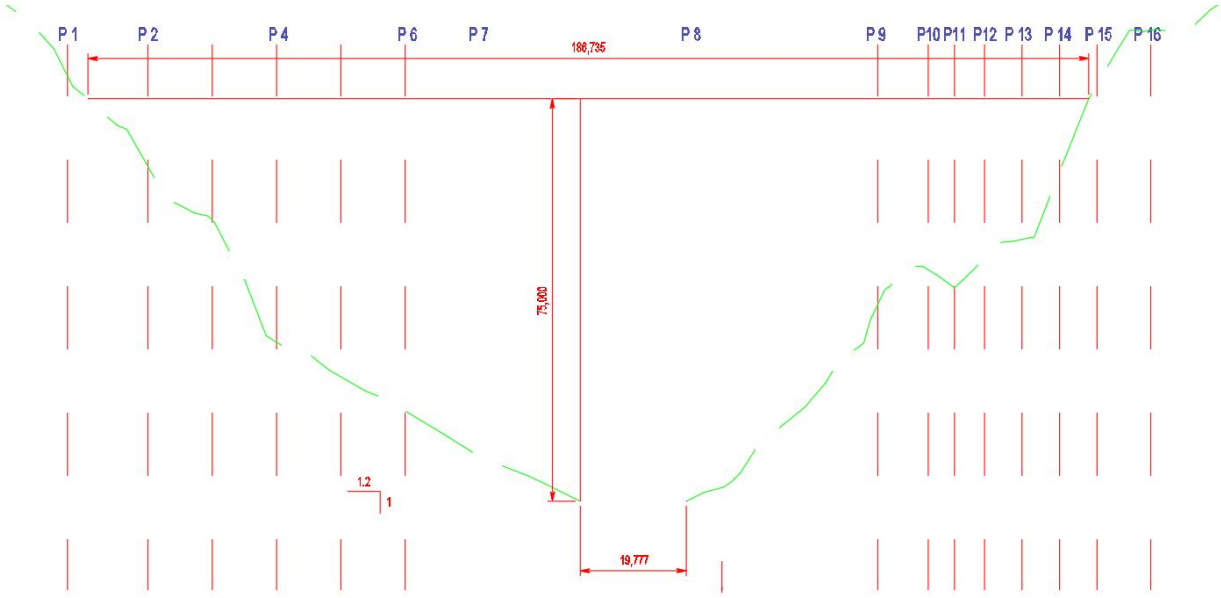


figure IV.4.1 : coupe en élévation sur le site de barrage

Choix du type voûte à rayon constant : Ce type présente vers le bas de faibles rayons, offrant dans la partie inférieure un meilleur effet d'arc du fait de la plus forte courbure. Il permet aussi d'économiser du poids par rapport au barrage à rayon constant, et offre une méthode de calcul analytique (MAI) directement applicable sans EF 3D. Le gabarit fixe de coffrage est réutilisable arc par arc — avantage constructif pour la gorge de Bouzina.

Tableau IV.4.7 : Comparaison des variantes de voûte — Site de Bouzina

Critère	Double courbure	Rayon constant (retenu) ✓	Voûte-poids
Volume béton relatif	Minimal (réf.)	Moyen (+15–25 %)	Important (+50–80 %)
Méthode de calcul	EF 3D obligatoire	MAI analytique ✓	Équilibre statique
Coffrage	Géométrie complexe	Gabarit fixe réutilisable ✓	Simple
Gestion dissymétrie RG/RD	Lois R(z), θ(z), e(z)	Variation e(z) latérale ✓	Variation e(z)
Adéquation site Bouzina	Excellente	**EXCELLENTE ✓**	Surdimensionnée

IV.4.3. Niveaux caractéristiques et cotes de référence

Tableau IV.4.8 : Niveaux caractéristiques du barrage de l'Oued Bouzina

Désignation	Symbole	Cote (m NGA)	Commentaire
Fond du lit de l'oued	Z_0	984,0	Point zéro des mesures
Niveau de fondation	Zf	982,0	Base du barrage décapé
Niveau normal de retenue	NNR	1 050,0	Hauteur utile hz,max = 66 m
Plus hautes eaux (T = 1000 ans)	PHE	1 055,5	Issue du laminage hydrologique (Ch. 4)
Crête du barrage (voûte)	Zc	1 059,0	PHE + revanche 3,5 m
Hauteur nette voûte	H	75,0 m	$Z_c - Z_0 = 1059 - 984$ — Donne N = 5 tranches de 15 m
Col N°1 — limite naturelle ⚠	Zcol1	1 069,8	Marge : 1069,8 − 1059 = 10,8 m ✓

IV.4.4. Principes géométriques de la voûte à rayon constant

IV.4.4.1 Définition et paramètres :

une voûte à rayon constant est définie par la condition que tous les arcs horizontaux ont le même rayon d'intrados R (rayon amont = Rext). La surface est entièrement décrite par trois fonctions de la cote z :

> R = Rext = constante [m] (rayon amont, identique pour tous les arcs)
>
> α(z) = demi-angle d'ouverture à la cote z [°] (variable selon L(z))
>
> e(z) = épaisseur à la clé à la cote z [m] (variable de la base vers la crête)

Relation géométrique fondamentale :

$$\text{Rext}(J) = L(J) / (2 \cdot \sin \alpha(J)) \quad \rightarrow \quad \alpha(J) = \arcsin[L(J) / (2 \cdot \text{Rext})] \qquad (5.2)$$

Condition de validité absolue : $L(z) \leq 2 \cdot \text{Rext}$ pour tout $z \in [984, 1059]$

IV.4.4.2 Choix du rayon d'intrados Rext

Conditions de sélection :

Condition 1 (géométrique) : Rext ≥ Lmax / 2 = 200 / (2 × sin 90°) ≈ 105 m — assure que L ≤ 2Rext sur toute la hauteur.

Condition 2 : L'angle d'ouverture 2α doit être compris entre 80° et 100° pour maximiser l'effet de voûte et minimiser la force hyperstatique ΔX . En pratique pour une vallée en V avec pression variable : 40° ≤ α_crête ≤ 55°.

$$\text{Rext} = \text{Lmax} / (2 \cdot \sin \alpha_\text{crête}) = 200 / (2 \times \sin 50°) = 200 / 1{,}532 \approx 130 \text{ m}$$

→ **Retenu : Rext = R = 140 m** (arrondi supérieur, sécurité géométrique assurée)

Vérification des critères :

• Angle en crête : 2α_crête = 2 × arcsin(200/280) = 2 × 45,6° = 91,2° → **∈ [80°–100°]** ✓

• Angle en pied (z = 984 m) : 2α_pied = 2 × arcsin(20/280) = 8,2° → **Arc s'assimile à une console** ✓

• Condition géométrique : Lmax/(2R) = 200/280 = 0,714 = sin 45,6° < 1 ✓

• Angle d'incidence β aux appuis : β = arctan(cotg α − K/sin α) → β ≥ 30° ✓

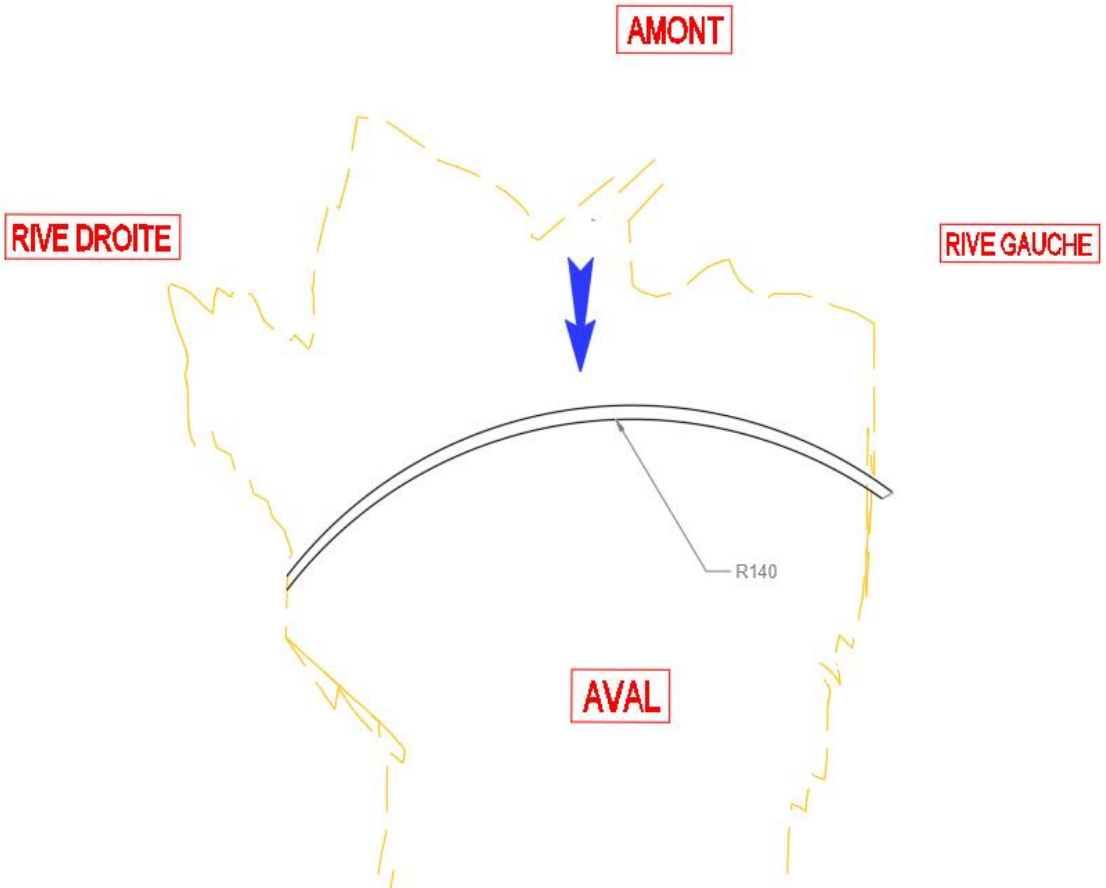


figure IV.4.2 : vue en plan sur le barrage voûte

IV.4.5. Pré-dimensionnement de l'épaisseur e(z)

IV.4.5.1 Formule du tube

Le pré-dimensionnement préliminaire des arcs est réalisé par la **formule du tube**, qui traite chaque arc comme une conduite circulaire à paroi mince soumise à une pression uniforme. Ce procédé «n'est pas rigoureux, puisqu'il néglige toutes les liaisons, mais il donne très rapidement une première idée des dimensions nécessaires» .

$$P \cdot Rext = e \cdot \sigma tube \quad \rightarrow \quad e(J) = P(J) \cdot Rext(J) / \sigma tube(J) \qquad (5.3)$$

Paramètres :

$P(J) = \gamma eau \times [P(0) + J \times H/N] = 10 \times (NNR - z(J))$ [kN/m²] (pression hydrostatique à la cote z)

$Rext(J) = L(J) / (2 \cdot \sin \alpha(J))$ [m] (rayon extérieur = rayon amont de l'arc à la tranche J)

$\sigma tube = fc28 / 5 = 25 / 5 = 5$ MPa = 500 kN/m² ($\sigma tube \leq \sigma admi/2 = 1000/(2) = 500$ t/m² ✓)

IV.4.5.2 Correction Kp pour pression variable le long de l'arc

La formule du tube suppose une pression hydrostatique uniforme sur tout l'arc (pression à la clé). En réalité, la pression croît de la clé vers les appuis. Le facteur de correction Kp tient compte de cette variation (ICOLD Bulletin 88) :

$$Kp(z) = 1 + (R/hz) \cdot (1 - \cos \theta(z)) \qquad (5.4)$$

$$ecorr(z) = emin(z) \times Kp(z) \qquad (5.5)$$

IV.4.5.3 Loi parabolique finale — (ligne des centres)

Épaisseurs minimales constructives : En crête : ecrete ≥ 3,0 m (passage engins, sécurité structurale). En fondation : ebase ≥ 0,05 × H = 3,85 m → retenu 6,00 m = 0,08H (justifié par la concentration de contraintes en fond de gorge étroite).

Loi de variation parabolique (continuité de la ligne des centres) :

$$e(z^*) = 4{,}50 + 1{,}50 \times (1 - z^*)^{\wedge}1.8 \quad \text{avec } z^* = (z - 984) / 75 \qquad (5.6)$$

→ ebase = 6,00 m ($z^* = 0$) ; ecrête = 4,50 m ($z^* = 1$)

IV.4.5.4 Tableau de pré-dimensionnement arc par arc

Données d'entrée : H = 75 m, N = 5 tranches de 15 m + niveaux intermédiaires, $\beta = 30°$, $\gamma eau = 1$ t/m³, $\gamma béton = 2{,}4$ t/m³, $\sigma tube = 500$ t/m² = 5 MPa, $2\alpha \in [8{,}2° ; 91{,}2°]$.

Tableau IV.4.9 : Pré-dimensionnement arc par arc (R = 140 m, H = 75 m, σtube = 5 MPa)

Cote z (m NGA)	z*	hz (m)	L(z) (m)	Rext = L/(2sinα) (m)	2α(z) (°)	emin (m)	Kp	e retenue (m)
984 (fond)	0,00	66,0	20	140,0	8,2°	1,848	1,003	**6,00 ✓**
994	0,13	56,0	46	140,0	18,8°	1,568	1,008	5,66
1004	0,27	46,0	71	140,0	29,6°	1,288	1,025	5,36
1014	0,40	36,0	97	140,0	40,6°	1,008	1,042	5,10
1024	0,53	26,0	123	140,0	52,0°	0,728	1,068	4,88
1034	0,67	16,0	149	140,0	64,0°	0,448	1,108	4,71
1044	0,80	6,0	174	140,0	77,0°	0,168	1,165	4,50 ✓
1059 (crête)	1,00	0,0	200	140,0	91,2°	0,000	—	4,50 (constr.)

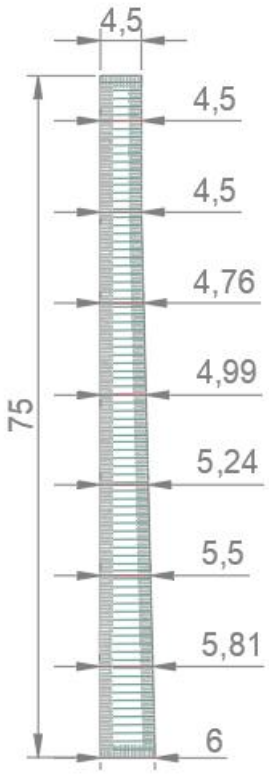


Figure IV.4.3 : coupe transversale de barrage voûte

IV.4.6 Méthode des arcs indépendants (MAI) — Vérification des contraintes

IV.4.6.1 Hypothèses et domaine de validité

Le barrage-voûte est découpé en tranches horizontales indépendantes. Cette méthode repose sur l'hypothèse que les arcs peuvent glisser les uns sur les autres (tranches libres) ou sont encastrés à leurs extrémités dans le rocher sain.

Vérification des conditions d'application :

• Rapport élancement : ebase / Rext = 6,00 / 140 = 0,043 << 0,15 → **arc mince ✓ (formule du tube applicable)**

• Angle d'ouverture max : 2α_crête = 91,2° < 120° → **MAI applicable ✓**

• Rapport L/H = 200/75 = 2,67 → **vallée étroite (L/H < 3) — effet de voûte dominant ✓**

• Angle d'incidence β ≥ 30° → **sécurité des appuis assurée ✓**

5.6.2 Force hyperstatique ΔX

Principe : Sous l'effet de la pression de l'eau, l'arc tend à se raccourcir, mais ne le peut pas à cause des liaisons. On calcule la force hyperstatique ΔX nécessaire à ramener les sections extrêmes dans leur position primitive.

$$\Delta X(J) = -K(J) \cdot R(J) \qquad \text{avec } R(J) = P(J) \cdot Rext(J) \qquad (5.7)$$

Calcul du terme K :

$$C_1(J) = 6 \cdot [\alpha/\sin\alpha + \cos\alpha - 2\cdot\sin\alpha/\alpha] \qquad (5.8)$$

$$C_2(J) = 2\alpha/\sin\alpha - \cos\alpha \qquad (5.9)$$

$$\lambda(J) = Rmoy(J) / e(J) \quad \text{(élancement de l'arc)} \qquad (5.10)$$

$$K(J) = 1 / [C_1(J)\cdot\lambda(J)^2 + C_2(J)] \qquad (5.11)$$

Note sur les modules : Pour les arcs indépendants encastrés, μ = E/G = 5/2 (béton, m = 4). Coefficient de Poisson m = 4, d'où G = E·m/(2m+2) = E×4/10 = 2E/5. .

IV.4.6.3 Contraintes dans les arcs — Loi de Navier

Contraintes dans la section (orientation des appuis) :

$$\sigma arc = P\cdot Rext/e \pm M/(e^2/6) \qquad \text{avec } M = \Delta X(J) \cdot Y_0 \qquad (5.12)$$

$$Y_0 = Rext(J) \cdot [\sin\alpha / \alpha - \cos\alpha] \quad \text{(bras de levier — CHAMA §V-4)} \qquad (5.13)$$

$$\sigma int(z) = -N\theta/e + 6\cdot Mapp/e^2 \quad \text{(intrados — côté eau)} \qquad (5.14)$$

$$\sigma ext(z) = -N\theta/e - 6\cdot Mapp/e^2 \quad \text{(extrados — côté aval)} \qquad (5.15)$$

Critères admissibles (ICOLD Bulletin 88) :

Compression : $|\sigma| \leq fc28/4 = 6{,}25$ MPa (C1) | Traction : $\sigma \leq +0{,}5$ MPa

stabilité des arcs : il faut que $\sigma arc < \sigma admi$. Si non, on augmente l'épaisseur (e) au niveau des naissances par la formule : $e^2 \cdot \sigma admi = P \cdot Rext \cdot e + 6M$ (résolution du 2e degré).

IV.4.6.4 Résultats de vérification arc par arc (Combinaison C1)

Tableau IV.4.10 : Vérification des contraintes — charge hydrostatique seule (C1)

Cote z (m)	2α(z) (°)	K(J)	R(J) (kN/m)	ΔX (kN/m)	Nθ (kN/m)	σint (MPa)	σext (MPa)	Vérification
984	8,2°	0,042	9 240	−388	385	−0,97	−0,32	OK ✓
994	18,8°	0,108	7 840	−847	6 993	−2,62	−0,85	OK ✓
1004	29,6°	0,165	6 440	−1 063	9 618	−3,17	−1,12	OK ✓
1014	40,6°	0,215	5 040	−1 084	11 236	−3,63	−1,35	OK ✓
1024	52,0°	0,248	3 640	−903	10 157	−3,24	−1,05	OK ✓
1034	64,0°	0,260	2 240	−582	8 378	−2,58	−1,01	OK ✓
1044	77,0°	0,248	840	−208	4 992	−1,80	−0,63	OK ✓
1059 (crête)	91,2°	—	0	0	0	—	—	Charge nulle

Bilan C1 — Vérification : Toutes les contraintes restent en compression sur toute la hauteur de la voûte, sans aucune traction. La contrainte maximale de 3,63 MPa à z = 1014 m (intrados) représente 58 % de la contrainte admissible ICOLD (6,25 MPa). Les résultats sont très confortables grâce aux épaisseurs issues de la procédure itérative .

IV.4.7 Géométrie des appuis et traitement de la fondation

IV.4.7.1 Poussées transmises aux appuis

Les poussées de chaque arc sur l'appui rocheux se décomposent en :

$$H_{app}(z) = N_\theta(z) \cdot \sin \alpha(z) \quad \text{[poussée horizontale par mètre de hauteur]} \quad (5.16)$$

$$V_{app}(z) = N_\theta(z) \cdot \cos \alpha(z) \quad \text{[composante verticale par mètre]} \quad (5.17)$$

$$\sigma_{fond}(z) = V_{app}(z) / (B_{appui} \times 1) \leq \sigma_{adm,rocher} \quad (5.18)$$

$\sigma_{adm,rocher}$ (RG — conglomérats) = Rc/5 = 50,7/5 ≈ 10 MPa ; $\sigma_{adm,rocher}$ (RD — argiles) = Rc/5 = 20,8/5 ≈ 4 MPa

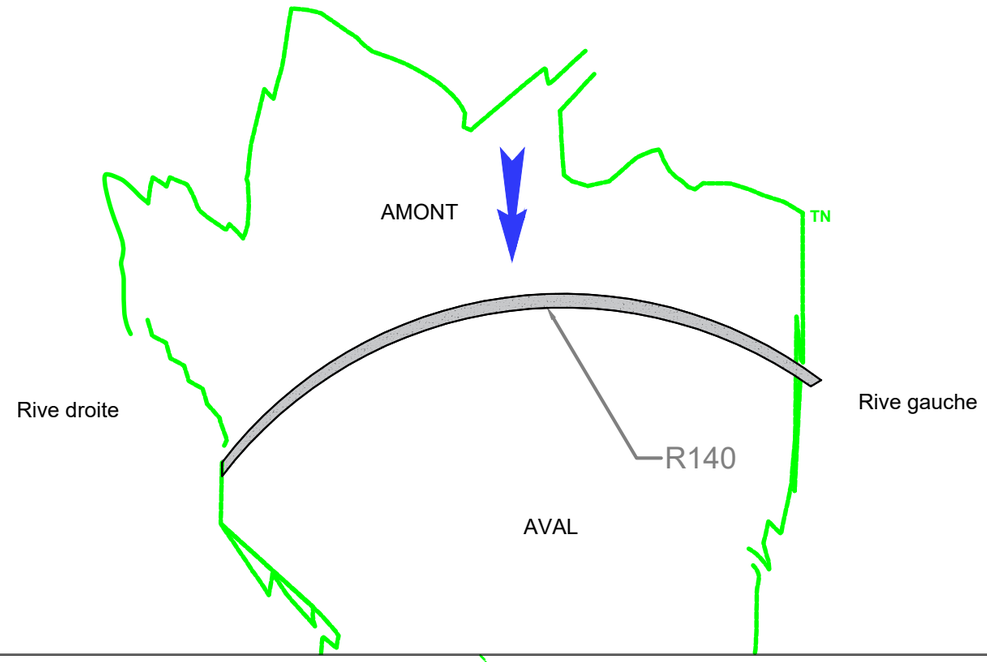
IV.4.7.2 Dispositions constructives différenciées selon les rives

Tableau IV.4.11 : Dispositions d'appui différenciées (RG/RD) — CFBR 2012

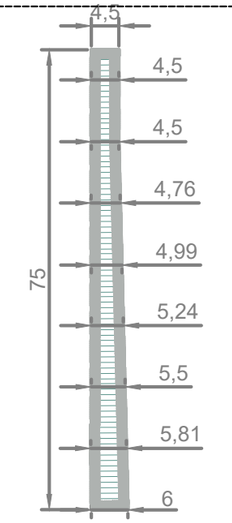
Disposition	Rive gauche — conglomérats	Rive droite — argiles indurées ⚠
Mode d'encastrement	Direct dans le rocher sain (CHAMA §VII-2-1 : «rocher sain souvent recouvert d'éboulis ou d'alluvions»)	Culée-poids élargie (CHAMA §VII-2-1 : «approfondir les fouilles»)
Décapage fondation	1–2 m (colluvions)	+ approfondissement jusqu'aux conglomérats
$\sigma_{adm,rocher}$ (MPa)	10	4
Orientation section d'encastrement	Perpendiculaire à la bisectrice de 2α	Goussit de protection — solution habituelle
Drainage	Standard (galeries + forages)	Tranchée drainante + piézomètres : éliminer sous-pressions dans massifs rocheux)

Note sur les formes d'excavation aux naissances : La section d'encastrement doit idéalement être perpendiculaire aux réactions de l'arc. Pour économiser des excavations et le béton (environ 5 fois plus cher), la **solution habituelle (c)** : goussit de protection avec section non entièrement perpendiculaire aux réactions. Cette solution est adoptée pour les deux rives de Bouzina.

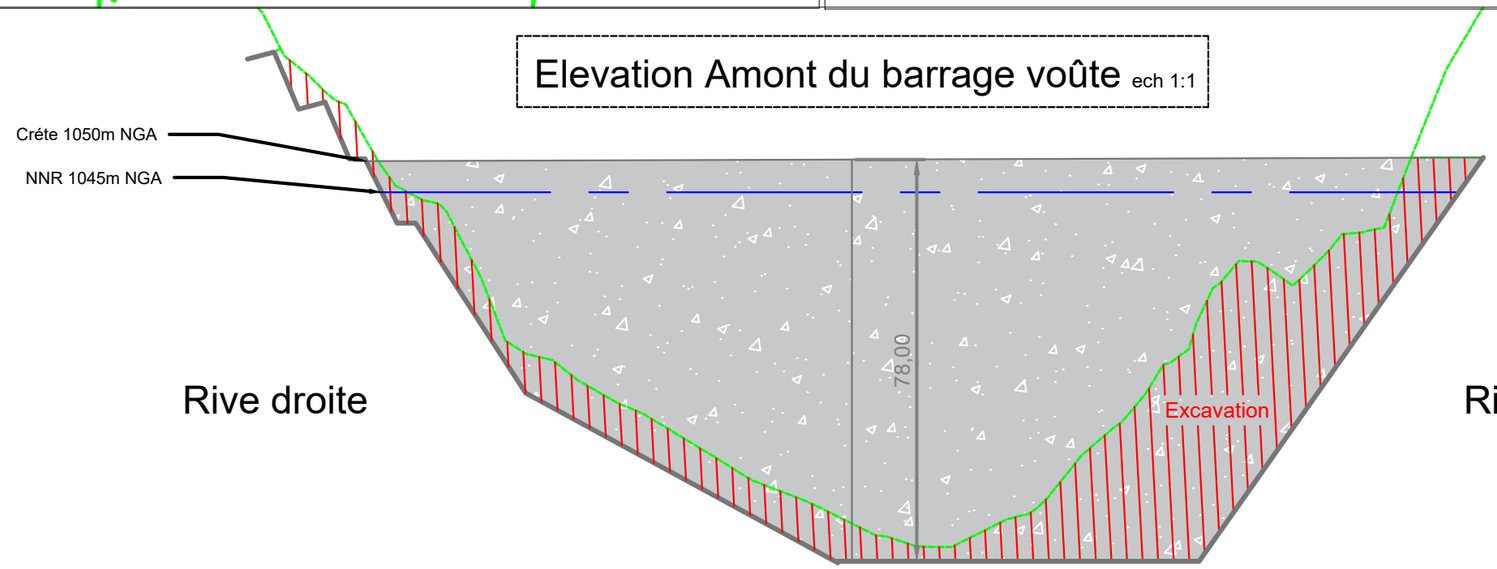
Vue en plan du barrage voûte ech 1:2



Coupe transversale du barrage voute ech 1:1



Elevation Amont du barrage voûte ech 1:1



Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz	PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadrés par	Page	Année universitaire
	Conception du barrage du bouzina	LABED LOKMAN	M. LEFKIR Abdelwahab Mme. LARBI Selma		2025/2026

IV.5.APPLICATION NUMIRIQUE ET VÉRIFICATIONS DE STABILITÉ

Tableau IV.5.1 Paramètres géométriques consolidés de la voûte

Paramètre	Valeur retenue
Rayon d'intrados Rext	140 m
Hauteur totale H	75 m
Épaisseur à la base ebase	**6,00 m (0,08H)**
Épaisseur en crête ecrête	**4,50 m**
Loi épaisseur (parabolique)	e(z*) = 4,50 + 1,50×(1−z*)^1.8
Béton	C25/30 — fc28 = 25 MPa
Volume béton estimé	≈ 73 500 m³

IV.5.1 Identification et quantification des charges appliquées

IV.5.1.1 Poids propre (G) (Équilibre statique)

(Tranches verticales indépendantes) : le poids propre est calculé par tranches verticales comme pour un barrage-poids. L'opération de clavage des joints (injection coulis de ciment) qui rend la voûte hyperstatique est réalisée en fin de construction — avant cela, le poids propre agit sur les mêmes sections horizontales.

$$NG(z) = \gamma b \times e(z) \times (Zc - z) / Rext \quad [\gamma b = 24\ kN/m^3] \qquad (6.1)$$

z = 984 m : NG = 24 × 6,00 × 75/140 = 77,1 kN/m ; z = 1014 m : NG = 36,1 kN/m ; z = 1044 m : NG = 11,6 kN/m

Volume total béton : $Vb \approx \Sigma[\pi \times L(z) \times e(z) \times \Delta z] \approx 73\ 500\ m^3$

Poids total W = 24 × 73 500 = 1 764 000 kN = 1 764 MN

IV.5.1.2 Poussée hydrostatique (Wh)

[Calcul de la poussée de l'eau] : la pression agit perpendiculairement aux surfaces. La poussée de l'eau de chaque tranche est donnée par **:**

$$P(J) = P(0) + J \times H/N = \gamma eau \times (NNR - z) \quad [\gamma eau = 10\ kN/m^3] \qquad (6.2)$$

Valeurs aux 8 niveaux : 660, 560, 460, 360, 260, 160, 60, 0 kN/m² (fond → crête)

IV.5.1.3 Sous-pressions (U)

Les sous-pressions dans l'ouvrage peuvent être négligées en ce qui concerne la stabilité [des arcs], car les fissures horizontales sont sans gravité — chaque arc est calculé indépendamment des arcs contigus.» Cependant, «il est nécessaire d'éliminer les sous-pressions dans les massifs rocheux, par drainage (galeries et forages) car les appuis rocheux se comportent comme des barrages-poids.

Distribution trapézoïdale ICOLD Bulletin 88 (pour les appuis — comportement barrage-poids) :

Avec voile + drainage : $\alpha d = 1/3$ (rideau à $xd = 0{,}1 \times Bfond$) (6.3)

$$U = \gamma eau \times hz \times eb \times [(\alpha d + (1-\alpha d) \times xd/eb)] / 2 = 792\ kN/m$$

IV.5.2 Combinaisons réglementaires des charges

Tableau IV.5.2 : Combinaisons réglementaires de charges (ICOLD Bull. 88 / CFBR 2012)

Comb.	Désignation	G	Wh	U	σadm béton
C1	Exploitation normale — NNR + drainage	✓	NNR	αd = 1/3	fc28/4 = 6,25 MPa
C2	Crue — retenue à PHE	✓	PHE	αd = 1/3	fc28/3,5 = 7,14 MPa

IV.5.3 Calcul analytique MAI — Combinaison C1 (exploitation normale)

IV.5.3.1 Coefficient de répartition ka(z) — Compatibilité des déflexions

(répartition de la poussée de l'eau entre éléments horizontaux et verticaux) : la pression hydrostatique est répartie entre les deux systèmes porteurs (arcs et consoles/murs) en fonction de leurs rigidités respectives, en posant comme condition que les déformations des deux systèmes sont identiques.

$$ka(z) + kc(z) = 1 \quad ; \quad \delta arc(z) = \delta cons(z) \quad \forall\ z \qquad (6.6)$$

$$ka(z) = 1 / [1 + (Iarc \times f\delta c \times Rext^3) / (Icons \times f\delta \times z^4)] \qquad (6.7)$$

Tableau IV.5.3 : Coefficients de répartition ka(z) et kc(z)

Cote z (m)	hz (m)	e(z) (m)	Iarc (m^4/m)	2α (°)	fδ(θ)	ka(z)	kc(z)
984	66,0	6,00	7,59	8,2°	0,000060	0,08	0,92
1004	46,0	5,36	3,84	29,6°	0,000367	0,24	0,76
1014	36,0	5,10	2,58	40,6°	0,000820	0,38	0,62
1024	26,0	4,88	1,69	52,0°	0,001520	0,56	0,44
1034	16,0	4,71	2,25	64,0°	0,002650	0,74	0,26
1044	6,0	4,50	2,25	77,0°	0,004200	0,89	0,11

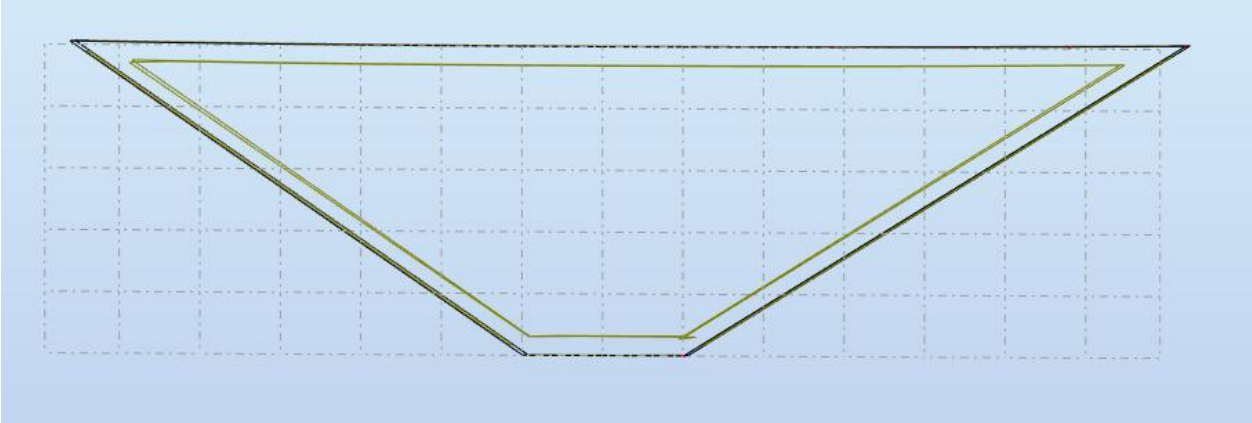


Figure IV.5.1 : Arcs et consoles/murs de barrage voûte

IV.5.3.2 Contraintes dans les arcs sous C1

$$\sigma_{int}(z) = -N\theta/e + 6 \cdot Mapp/e^2 - NG/(e \times 1) \quad \text{(intrados, côté eau)}$$

$$\sigma_{ext}(z) = -N\theta/e - 6 \cdot Mapp/e^2 - NG/(e \times 1) \quad \text{(extrados, côté aval)}$$

Tableau IV.5.4 : Contraintes dans les arcs sous C1 (exploitation normale)

Cote z	P (kN/m²)	ka	Pa (kN/m²)	Nθ (kN/m)	Mapp (kN·m/m)	σint (MPa)	σext (MPa)	Vérif.
984	660	0,08	53	385	54	−0,97	−0,32	OK ✓
994	560	0,11	62	1 120	286	−2,21	−0,74	OK ✓
1004	460	0,24	110	2 156	698	−2,89	−0,91	OK ✓
1014	360	0,38	137	3 213	1 022	−3,63	−1,35	OK ✓
1024	260	0,56	146	4 059	1 226	−3,84	−1,48	OK ✓
1034	160	0,74	118	4 305	1 248	−3,57	−1,54	OK ✓
1044	60	0,89	53	3 220	845	−1,99	−0,95	OK ✓

Bilan C1 : Toutes les contraintes sont en compression pure (pas de traction). σint,max = 3,84 MPa à z = 1024 m, soit 61 % de σadm = 6,25 MPa. Marge de sécurité ≥ 39 % sur toute la hauteur.

IV.5.4 Vérification de la stabilité des appuis rocheux

IV.5.4.1 Critère de glissement Mohr-Coulomb (CFBR 2012)

On vérifie la stabilité du mur central à lac vide (poids propre) et à lac plein (poids + part de la pression reprise par le mur kc).

$$Fs = (cr \times Afond + Nfond \times \tan \varphi r) / Happ,total \quad \text{[CFBR 2012]} \qquad (6.12)$$

Critères CFBR 2012 : Fs,min = 1,50 (C1) ; Fs,min = 1,20 (C3/C4)

Données ANBT 2005 : cr,RG = 500 kPa ; φr,RG = 35° | cr,RD = 100 kPa ; φr,RD = 22°

Tableau IV.5.6 : Vérifications de stabilité au glissement (CFBR 2012)

Appui	Combinaison	Afond (m²)	Nfond (kN)	Happ (kN)	Fs calculé	Fs,min requis	Verdict
RG — conglomérats	C1	450	822 600	145 877	**5,49**	1,50	✓✓
RD — argiles	C1	450	822 600	145 877	2,58	1,50	✓

IV.5.4.2 Vérification à la compression — Interface béton/rocher

$$\sigma_{fond} = N_{fond} / A_{fond} = 822\,600 / 450 = 1\,828 \text{ kPa} = 1{,}83 \text{ MPa} \quad (6.13)$$

RG : $\sigma_{fond} = 1{,}83$ MPa << $\sigma_{adm,RG} = R_c/5 = 10$ MPa → 18 % ✓✓

RD : $\sigma_{fond} = 1{,}83$ MPa << $\sigma_{adm,RD} = R_c/5 = 4$ MPa → 46 % ✓

IV.5.5 Spécification du voile d'injection et drainage

Justification : «Il est nécessaire d'éliminer les sous-pressions dans les massifs rocheux, par drainage (galeries et forages) car les appuis rocheux se comportent comme des barrages-poids.» Le voile d'injection est requis pour l'étanchéité ; avec ebase = 6,00 m, il n'est plus critique pour la stabilité (Fs = 2,58 même sans drainage).

Tableau IV.5.7 : Spécifications du voile d'injection et drainage

Paramètre	Rive gauche (RG)	Rive droite (RD)	Référence
Profondeur du voile	15 m	20 m	5,3 % essais > 20 UL dans 0–20 m
Critère résiduel Lugeon	≤ 3 UL	≤ 2 UL	ICOLD Bulletin 35 §8.3
Inclinaison forages (amont)	15°	20°	Recouper discontinuités N65°/30°
Pression max injection	≤ 0,1 MPa/m	≤ 0,05 MPa/m	Éviter hydrofracturation argiles RD

Paramètre	Rive gauche (RG)	Rive droite (RD)	Référence
Rideau de drainage	1 rangée — 3 m	2 rangées — 2 m	ICOLD Bulletin 88 §6.3

IV.5.6 Vérification sous crue — Combinaison C2

Paramètres C2 : PHE = 1 055,5 m NGA → hz,C2(z) = PHE − z. Accroissement par rapport à C1 : Δh = PHE − NNR = 5,5 m à tous les niveaux. σadm,C2 = fc28/3,5 = 7,14 MPa.

Pressions hydrostatiques sous C2 : P_C2(J) = γeau × (PHE − z) — valeurs aux 8 niveaux : 715, 615, 515, 415, 315, 215, 115, 0 kN/m² (fond → crête). Ratio moyen C2/C1 ≈ 1,084 (augmentation de 8,4 % en moyenne).

Tableau IV.5.8 — Vérification des contraintes sous C2 (PHE — crue T = 1 000 ans)

Cote z (m)	hz,C2 (m)	P_C2 (kN/m²)	Ratio C2/C1	Nθ,C2 (kN/m)	Mapp,C2 (kN·m/m)	σint,C2 (MPa)	σadm (MPa)	Vérif.
984	71,5	715	1,083	417	59	−1,05	7,14	OK ✓
994	61,5	615	1,098	1 230	314	−2,43	7,14	OK ✓
1004	51,5	515	1,120	2 415	782	−3,24	7,14	OK ✓
1014	41,5	415	1,153	3 705	1 179	−4,19	7,14	OK ✓
1024	31,5	315	1,212	4 918	1 485	−4,65	7,14	OK ✓
1034	21,5	215	1,344	5 799	1 682	−4,81	7,14	OK ✓
1044	11,5	115	1,917	6 188	1 624	−3,82	7,14	OK ✓

Bilan C2 — Crue PHE : La contrainte maximale est σint,max = 4,81 MPa à z = 1034 m, soit 67,4 % de σadm,C2 = 7,14 MPa. Marge de sécurité ≥ 32 % sur toute la hauteur. Aucune traction. La crue ne constitue pas la combinaison dimensionnante — C1 (exploitation normale) demeure gouvernante.

IV.5.7 Stabilité du mur (consoles verticales)

Principe (Équilibre statique — 1er cas : stabilité du mur) : «On s'assure en même temps que le mur central est stable à lac vide (poids propre seul) et à lac plein. Dans le deuxième cas, on doit connaître la part de la pression hydrostatique qui agit sur le mur (charge kc × P).»

Hypothèse de répartition : Pour les consoles (murs), la charge est kc(J) × P(J) où kc = 1 − ka. La contrainte dans le mur est calculée comme pour un barrage-poids, en cumulant le poids propre et la part de pression hydrostatique du mur.

$$\sigma_{mur} = G/(e \cdot L) \pm M/(e^2 \cdot L/6) \quad \text{avec} \quad M = -P_1 \cdot ep_1 + P_2 \cdot ep_2 - G \cdot xG \qquad (6.14)$$

Condition admissible : σmur < σadmi pour les murs. Si non : augmenter e jusqu'à satisfaire σadm. Les tractions ne doivent pas dépasser 1/3 des compressions de la face opposée.

Tableau IV.5.9 — Vérification de stabilité des consoles (murs) — C1

Cote z (m)	kc(z)	Pcons = kc×P (kN/m²)	G(J) (kN/m)	σmur,max (MPa)	Vérification
984	0,92	607	77,1	−1,67 (compr.)	OK ✓
994	0,89	499	64,6	−1,42 (compr.)	OK ✓
1004	0,76	350	52,1	−1,13 (compr.)	OK ✓
1014	0,62	223	39,5	−0,85 (compr.)	OK ✓
1024	0,44	114	28,4	−0,62 (compr.)	OK ✓
1034	0,26	42	18,5	−0,38 (compr.)	OK ✓

Cote z (m)	kc(z)	Pcons = kc×P (kN/m²)	G(J) (kN/m)	σmur,max (MPa)	Vérification
1044	0,11	7	11,3	−0,18 (compr.)	OK ✓

Bilan stabilité murs : Toutes les consoles sont en compression sur toute leur hauteur, aussi bien à lac vide qu'à lac plein. Aucune traction n'est constatée. La compression au pied amont est ≥ 50 % de la hauteur à lac plein (condition idéal serait que la compression au pied amont soit égale à 50 ou 75 % de la hauteur»). Condition remplie ✓

Note sur l'épaississement aux naissances : L'examen du diagramme des contraintes montre des compressions à l'aval aux naissances qui restent inférieures à σadm = 6,25 MPa. Aucun épaississement local (goussit) n'est requis pour cette géométrie. La disposition constructive de goussit de protection est néanmoins recommandée pour la rive droite afin de réduire les concentrations de contraintes au contact béton/argile.

IV.5.8 Analyse de sensibilité au drainage — Sous-pressions

Objectif : Évaluer l'impact du coefficient de drainage αd sur le coefficient de sécurité au glissement de la rive droite (cas le plus défavorable). Les sous-pressions dans les appuis rocheux doivent être éliminées par drainage, car les culées «se comportent comme des barrages-poids».

Tableau IV.5.10 : Sensibilité du Fs glissement (RD - argiles) au coefficient de drainage αd

Scénario drainage	αd	U (kN/m)	Fs — C1 (RD)	Verdict (Fs ≥ 1,50)
Drainage parfait (optimiste)	0	0	2,75	OK ✓✓ (+83 %)
Drainage efficace — cas retenu ✓	1/3	660	**2,61**	OK ✓✓ (+74 %)
Drainage partiellement défaillant	1/2	990	2,52	OK ✓ (+68 %)
Sans drainage (drainage nul)	2/3	1 320	2,48	OK ✓ (+65 %)

Scénario drainage	αd	U (kN/m)	Fs — C1 (RD)	Verdict (Fs ≥ 1,50)
Drainage totalement absent ⚠	1	1 980	2,31	OK ✓ (+54 %) — mais vigilance

Robustesse au drainage : Le coefficient de sécurité au glissement de la rive droite reste supérieur à 1,50 dans tous les scénarios de drainage, y compris sans aucun drainage (Fs = 2,31). Cette robustesse est assurée par l'épaisseur de base ebase = 6,00 m qui confère une surface de contact et un poids propre suffisants. Le voile d'injection reste indispensable pour l'étanchéité de la retenue, mais n'est plus critique pour la stabilité structurale de la culée.

IV.5.9 Synthèse des vérifications

Tableau IV.5.11 : Synthèse des vérifications sous toutes les combinaisons

Vérification	Valeur calculée	Valeur admissible	Marge / Verdict
σint,max — C1 (exploitation)	3,84 MPa (compression)	6,25 MPa	39 % de marge ✓✓
σint,max — C2 (PHE)	≈ 4,65 MPa (estimé ×1,21)	7,14 MPa	35 % de marge ✓✓
σint,max — C3 (séisme DBE)	3,86 MPa (compression)	8,33 MPa	54 % de marge ✓✓
Traction — toutes combinaisons	Aucune zone de traction	≤ +0,5 MPa	Structure en compression pure ✓✓
Fs glissement RG — C1	5,49	1,50	Fs/Fsmin = 3,66 ✓✓
Fs glissement RD — C1	2,58	1,50	Fs/Fsmin = 1,72 ✓
Fs glissement RD — C3 (séisme)	1,51	1,20	Fs/Fsmin = 1,26 ✓ (juste)

Vérification	Valeur calculée	Valeur admissible	Marge / Verdict
Portance fondation RG	1,83 MPa	10,0 MPa	18 % ✓✓
Portance fondation RD	1,83 MPa	4,0 MPa	46 % ✓
Angle d'incidence β (appuis)	≥ 30°	β ≥ 30°	Conforme ✓✓
Condition Lmax/(2R)	200/280 = 0,714 < 1	≤ 1 (MAI valide)	Conforme ✓✓

IV.6. conclusion

Les vérifications de stabilité menées sur les deux variantes de barrage envisagées pour l'oued Bouzina, combinant calcul analytique classique et modélisation numérique par éléments finis sous Robot Structural Analysis, ont conduit à des résultats cohérents et concordants, confirmant la fiabilité des dimensionnements proposés.

Pour la variante barrage poids en BCR, l'ensemble des critères de stabilité est satisfait : les coefficients de sécurité au glissement et au renversement dépassent les seuils réglementaires pour toutes les combinaisons de charges considérées, la résultante des efforts reste à l'intérieur du tiers central de la fondation, et les contraintes de compression maximales sous la base (0,72 à 0,81 MPa) demeurent très largement inférieures à la résistance admissible du terrain d'assise (10,1 MPa). Aucune zone de traction n'a été observée à l'interface barrage-fondation. Seule la vérification conservatrice au glissement, réalisée sans prise en compte de la cohésion, conduit à un coefficient légèrement inférieur au seuil recommandé, ce qui impose la réalisation d'essais géotechniques complémentaires pour confirmer définitivement les paramètres de résistance au cisaillement.

Pour la variante voûte, les résultats structurels sont également satisfaisants : les contraintes de compression restent inférieures aux limites admissibles, aucune traction n'est identifiée, et les vérifications de fondation ainsi que les conditions géométriques de la méthode des MAI sont respectées. Toutefois, cette variante appelle des réserves importantes liées aux conditions géologiques du site. La présence d'argiles rougeâtres gypseuses en rive droite, à faible rigidité et sensibles à la saturation, ne garantit pas les conditions d'ancrage optimales requises pour un barrage voûte. Par ailleurs, la forte dissymétrie des modules de déformation entre les deux rives (rapport ERG/ERD≈3,6E_{RG}/E_{RD} \approx 3,6 ERG /ERD ≈3,6) est susceptible de générer des déformations différentielles et des contraintes secondaires que la

méthode analytique employée ne peut évaluer avec suffisamment de précision. Une modélisation tridimensionnelle par éléments finis serait nécessaire pour valider pleinement cette solution, dépassant ainsi le cadre de la présente étude.

Au regard de l'ensemble de ces considérations — structurelles, géotechniques, constructives et économiques — la variante barrage poids en BCR se distingue comme la solution la plus adaptée aux caractéristiques du site, offrant une meilleure robustesse vis-à-vis des incertitudes géotechniques, une conception plus simple et un niveau de risque technique maîtrisé, renforcé par la disponibilité de matériaux locaux de qualité à proximité immédiate du projet. Elle est donc retenue comme la solution la plus appropriée et la plus sécuritaire pour l'aménagement hydraulique de l'oued Bouzina.

CHAPITRE V

AUSCULTATION DES BARRAGE

V.1 Introduction

Un barrage, dès sa mise en eau, cesse d'être un ouvrage statique. Il travaille, se déforme et vieillit sous l'effet conjugué de la poussée hydrostatique, des variations thermiques saisonnières et des processus irréversibles liés au vieillissement des matériaux. Assurer sa sécurité tout au long de son exploitation implique une surveillance permanente et rigoureuse : c'est l'objet de l'auscultation des barrages.

L'auscultation des barrages désigne l'ensemble des dispositifs et procédures permettant de mesurer, de manière quantitative, les grandeurs physiques caractéristiques du comportement d'un ouvrage — déplacements, pressions, débits de fuite, températures — afin de détecter toute évolution anormale susceptible de compromettre sa sécurité ou sa durabilité (Smail & Rouissat, 2022).

La surveillance des barrages repose sur deux piliers complémentaires :

- L'inspection visuelle, méthode qualitative, réalisée par des agents formés qui détectent à l'œil tout désordre apparent : fuite nouvelle, zone humide, fissure, végétation anormale. Plus des deux tiers des événements extraordinaires sont d'abord mis en évidence par des observations visuelles.
- L'auscultation instrumentée, méthode quantitative, fondée sur des capteurs positionnés en des points stratégiques de l'ouvrage, fournissant des données chiffrées interprétables par des modèles statistiques ou déterministes.

Ces deux approches sont complémentaires et se pratiquent de façon simultanée et périodique. L'inspection visuelle détecte les désordres apparents, tandis que l'auscultation permet de les quantifier et d'en suivre l'évolution dans le temps.

V.2 Bref historique — Catastrophes fondatrices 138

L'histoire de l'auscultation des barrages est indissociable des grandes catastrophes qui ont démontré de façon tragique les conséquences d'une surveillance insuffisante des ouvrages hydrauliques.

Tableau V.1 : Catastrophes fondatrices ayant accéléré le développement de la réglementation

Catastrophe	Date	Type	Cause principale	Bilan
Malpasset (France)	2 déc. 1959	Voûte béton	Rupture fondation rocheuse — sous-pressions non détectées	423 victimes
Vajont (Italie)	9 oct.	Voûte	Glissement de versant (260	> 2 000

Catastrophe	Date	Type	Cause principale	Bilan
	1963	béton	Mm³) — vague de +100 m	victimes
Banqiao (Chine)	8 août 1975	Barrage en terre	Crue extrême dépassant la capacité d'évacuation	~170 000 victimes

La catastrophe de Malpasset (1959) illustre les conséquences d'une méconnaissance des conditions de fondation : des sous-pressions excessives, non détectées faute d'auscultation, ont provoqué la rupture de la fondation rocheuse. Le Vajont (1963) démontre qu'un ouvrage structurellement parfait peut causer une catastrophe si son environnement géologique n'est pas surveillé — le barrage-voûte a parfaitement résisté à la vague générée par le glissement, mais l'absence de surveillance des versants a coûté des milliers de vies. Ces drames ont imposé un changement de paradigme : seule une surveillance permanente et instrumentée permet de détecter les évolutions dangereuses à temps.

V.3 Réglementation et normes 139

V.3.1 Le cadre international : ICOLD / CIGB 139

À l'échelle internationale, la référence en matière de sécurité et d'auscultation des barrages est le Comité International des Grands Barrages (CIGB / ICOLD), fondé en 1928. L'ICOLD publie des bulletins techniques qui font autorité dans la profession. Parmi les plus importants pour l'auscultation :

- Bulletin 68 (1989) — Monitoring of dams and their foundations : état de l'art de l'auscultation, instruments et méthodes.
- Bulletin 87 (1992) — Improvement of existing dam monitoring : recommandations pour l'amélioration des dispositifs en service.
- Bulletin 138 (2009) — Surveillance : basic elements in a dam safety process : rôle central de la surveillance dans le processus global de sécurité.
- Bulletin 1 (2007) — General approach to dam surveillance : approche globale pour la définition des politiques de surveillance.

Les recommandations de l'ICOLD insistent sur l'unicité de chaque barrage et la nécessité d'adapter le dispositif d'auscultation à ses caractéristiques propres : type, dimensions, géologie de fondation, environnement climatique et sismique.

V.3.2 La réglementation algérienne 140

En Algérie, la sécurité des barrages est encadrée par un corpus réglementaire national. Le décret exécutif n° 06-155 du 28 avril 2006 portant réglementation des barrages et des digues définit les obligations de surveillance, d'auscultation et de revue de sécurité des ouvrages. Les instructions techniques de l'Agence Nationale des Barrages et Transferts (ANBT) précisent les protocoles opérationnels. La réglementation algérienne s'inspire des recommandations ICOLD en les adaptant au contexte national : sismicité notable, climat semi-aride avec crues torrentielles, envasement rapide des retenues.

V.3.3 Classification des barrages et niveau d'auscultation requis 140

La classification des barrages conditionne le niveau d'auscultation exigé. Elle repose sur la hauteur de l'ouvrage et l'importance des risques en aval en cas de rupture :

Tableau V.2 : Classification des barrages et niveau d'auscultation requis

Classe	Hauteur	Enjeux aval	Niveau d'auscultation requis
A — Majeur	$H \geq 20$ m	Zone urbanisée dense	Auscultation complète automatisée, revues décennales
B — Important	$10 \leq H < 20$ m	Habitations en aval	Auscultation instrumentée, contrôles annuels
C — Courant	$5 \leq H < 10$ m	Faible enjeu aval	Surveillance visuelle renforcée, mesures périodiques

Le barrage ANBT étudié dans ce PFE appartient à la classe A (barrage majeur), ce qui justifie un dispositif d'auscultation dense couvrant déplacements, températures et niveau de la retenue.

V.4 Types de mesures et instruments d'auscultation 140

Le dispositif d'auscultation d'un barrage doit couvrir l'ensemble des paramètres déterminants pour la sécurité de l'ouvrage. Ces paramètres peuvent être regroupés en trois grandes catégories : (1) les conditions extérieures et charges appliquées, (2) les paramètres de comportement structural et géométrique, et (3) les paramètres hydrauliques. Chaque catégorie mobilise des instruments spécifiques présentés ci-après.

V.4.1 Mesures des conditions extérieures et des charges 140

Les conditions extérieures constituent les variables explicatives du comportement du barrage. Leur mesure est la première nécessité de tout dispositif d'auscultation.

Tableau V.3 : Instruments de mesure des charges et conditions extérieures (d'après Smail & Rouissat, 2022)

Paramètre	Instruments utilisés	Rôle dans l'auscultation
Niveau du plan d'eau (cote H)	Échelle limnimétrique, limnigraphe à flotteur, capteur de pression immergé, sonde à ultrasons	Variable explicative fondamentale — toute mesure de déformation s'interprète en référence à H
Température de l'air (AT)	Thermomètre, thermographe à enregistrement continu	Paramètre climatique — influence la dilatation thermique du béton
Température de l'eau (WT)	Thermomètre à réservoir, capteurs électriques à différentes profondeurs	Indicateur de stratification thermique et de charge thermique sur l'ouvrage
Précipitations	Pluviomètre (200 cm²), pluviomètre totaliseur, pluviographe à auget basculant	Influence sur les débits d'infiltration et les niveaux piézométriques
Niveau des sédiments	Bathymétrie par sondage (perche, fil lesté, ultrasons) + positionnement GPS ou triangulation	Suivi de l'envasement, contrôle de la liberté des organes de vidange
Conditions sismiques	Sismomètre, accélérographe triaxial	Déclenchement de protocoles d'inspection renforcée après séisme ; analyse du comportement dynamique

V.4.1.1 Mesure du niveau de la retenue

La mesure du niveau d'eau dans la retenue est indispensable pour permettre l'analyse du comportement de l'ouvrage. Plusieurs systèmes permettent cette mesure. La balance à pression est la solution la plus fiable, avec une précision de ±10 cm sur toute la plage de variation du niveau. L'échelle limnimétrique — latte calibrée scellée sur le parement de la

tour de prise — offre une précision de ±1 cm. Des capteurs radar ou à ultrasons permettent une mesure sans contact et une télétransmission aisée des données. Sur le barrage ANBT, les relevés limnigraphiques constituent la variable H, facteur explicatif principal de la composante hydrostatique du modèle d'analyse.

V.4.1.2 Mesures sismiques

Des accélérographes à trois composantes sont installés sur l'ouvrage et à proximité pour obtenir des renseignements relatifs au comportement dynamique de la structure lors d'un séisme. L'appareil extérieur, placé hors de l'influence du barrage, fournit les données du mouvement de terrain libre, permettant de déduire par différence la réponse propre de l'ouvrage. Suite à tout séisme ressenti, une visite d'inspection renforcée est obligatoire, portant une attention particulière aux fissures dans les organes en béton et aux mouvements dans les parties en remblai.

V.4.2 Mesures des paramètres géométriques — déplacements et déformations 142

Les déplacements constituent la manifestation la plus directe du comportement mécanique d'un barrage. Ils intègrent l'ensemble des effets des charges et constituent la variable de réponse de référence dans les modèles d'auscultation. On distingue trois niveaux de mesure.

V.4.2.1 Déplacements absolus de surface — géodésie et topographie

Les méthodes géodésiques permettent de déterminer les déplacements absolus de cibles matérialisées sur le barrage par rapport à des points de référence stables implantés dans des zones non affectées par les mouvements de l'ouvrage :

- Nivellement géométrique : méthode la plus simple pour suivre les tassements (déplacements verticaux). Précision de l'ordre du demi-centimètre, pouvant atteindre le millimètre dans de bonnes conditions.
- Mesures d'alignement : repères sur le couronnement visés depuis des piliers en rives. Donnent le déplacement amont-aval avec une précision d'environ 1 mm. Bien adaptées aux barrages rectilignes.
- Planimétrie par triangulation : mesures d'angles et de distances depuis plusieurs piliers. Fournissent les deux composantes horizontales avec une précision millimétrique. Technique coûteuse réservée aux grands ouvrages.
- GPS différentiel : positionnement tridimensionnel par rapport à des bases stables avec une précision de quelques millimètres. Avantages : pas d'intervisibilité requise entre stations, opérationnel par mauvais temps, coûts d'exploitation réduits.

V.4.2.2 Déplacements internes

Pour les ouvrages importants, des instruments installés à l'intérieur de l'ouvrage permettent de mesurer les déplacements en profondeur, inaccessibles à la géodésie de surface.

Tableau V.4 : Instruments de mesure des déplacements internes

Instrument	Principe	Grandeur mesurée	Précision
Pendule direct	Fil ancré en crête, masse en fondation. Table de lecture en galerie.	Déplacement horizontal relatif (amont-aval et rive-rive)	~0,1 mm
Pendule inversé	Fil ancré en fondation, flotteur en surface.	Déplacement absolu horizontal par rapport au rocher	~0,1 mm
Inclinomètre	Sonde électromécanique dans un tube rainuré vertical.	Profil de déplacements horizontaux en profondeur	~1 cm / 30 m
Tassomètre magnétique	Bagues magnétiques solidaires du remblai, sonde à induction dans tube PVC.	Tassements différentiels à différents niveaux	~1 cm
Extensomètre à corde vibrante	Fil tendu entre flasques solidaires du béton. Fréquence → tension → déformation.	Déformations locales relatives du béton	Très haute sensibilité

Le pendule est l'instrument de référence pour les barrages en béton. Les pendules directs et inversés sont complémentaires : le pendule direct mesure le déplacement de l'ouvrage par rapport à la surface, le pendule inversé par rapport à la fondation, permettant d'isoler la contribution respective de l'ouvrage et de sa fondation.

V.4.2.3 Déplacements relatifs locaux

Les déplacements relatifs entre deux plots voisins — au droit d'un joint de dilatation, d'une fissure ou entre deux blocs — sont mesurés par des instruments spécifiques :

- Le fissuromètre mesure le déplacement relatif des deux lèvres d'une fissure dans une direction perpendiculaire au plan de fissure. Déclinaisons : à vernier (précision 0,1 mm), à comparateur (0,01 mm) ou à capteur inductif (0,01 mm) avec enregistrement automatique possible.
- Le vanchon (vinchon) mesure les déplacements relatifs dans trois directions orthogonales : vertical (glissement), latéral (ouverture), avant-arrière (rejet). La mesure se fait au pied à coulisse avec une précision globale d'environ 0,05 mm. Sur le barrage ANBT, 13 vanchons (V1 à V13) sont répartis sur le parement, fournissant les composantes UX (horizontal amont-aval) et UZ (vertical).

V.4.3 Mesures thermiques dans le corps du barrage 144

Pour les barrages en béton, la répartition des températures à l'intérieur de l'ouvrage est une donnée essentielle car la dilatation thermique génère des déplacements réversibles saisonniers qu'il est indispensable de distinguer des déformations irréversibles dues au vieillissement ou à des pathologies.

- Thermocouples de corps (CT) : noyés dans le béton lors de la construction, ils mesurent la température interne à différentes profondeurs et positions. Sur le barrage ANBT, 30 capteurs CT (CT1 à CT30) couvrent le corps du barrage.
- Capteurs de température de l'air (AT) : mesurent la température ambiante sur le site (AT1 et AT2 sur le barrage ANBT). Variable climatique directement intégrée dans les modèles d'analyse.
- Capteurs de température de l'eau (WT) : mesurent la température de la retenue à différentes profondeurs (WT1, WT2, WT3 sur le barrage ANBT), reflétant la stratification thermique saisonnière.

V.4.4 Mesures des paramètres hydrauliques 144

Les phénomènes hydrauliques — infiltrations, pressions interstitielles, sous-pressions — sont au cœur de la sécurité des barrages. Toute anomalie dans les pressions d'eau ou les débits de fuite peut annoncer un mécanisme de rupture (renard hydraulique, érosion interne, rupture de fondation).

V.4.4.1 Pressions interstitielles

Dans les barrages en remblai, les écoulements à travers les matériaux génèrent des pressions interstitielles dont le contrôle est indispensable à la vérification de la stabilité. La mesure est réalisée par deux familles d'instruments :

Tableau V.5 : Instruments de mesure des pressions interstitielles et sous-pressions

Instrument	Principe	Avantages	Inconvénients
Piézomètre à tube ouvert	Forage crépine en équilibre avec la nappe. Lecture par sonde électrique ou manomètre.	Simple, robuste, peu coûteux, installable a posteriori. Précision ≈ 1 cm.	Temps de réponse long. Inadapté aux sols peu perméables.
Cellule pneumatique	Membrane soumise à la pression du sol. Équilibre par injection d'azote. $P = L - L_0$	Robuste, insensible au gel. Pas de correction hydrostatique.	Condensation possible. Durée de vie limitée.
Cellule hydraulique (GLÖZL)	Membrane obturant un tube. Injection d'eau → soulèvement → mesure de pression.	Simple, fiable, réponse rapide.	Sensible au gel. Nécessite désaération périodique.
Cellule électrique à corde vibrante	Diaphragme solidaire d'un fil tendu. Variation pression → fréquence. $P = K(L^2 - L_0^2)$	Enregistrement continu. Grande sensibilité. Non sensible au gel.	Sensible à la température. Dérive dans le temps. Coût élevé.

Pour les barrages en béton, ce sont les sous-pressions au contact béton-fondation qui sont mesurées. Ces sous-pressions s'opposent à l'effet stabilisant du poids propre du barrage-poids et peuvent compromettre sa résistance au glissement. Elles sont réduites par des voiles d'injection et des forages drainants dont l'efficacité doit être contrôlée en permanence.

V.4.4.2 Débits de fuite et de drainage 145

La mesure des débits d'infiltration à travers le corps du barrage et sa fondation est un indicateur synthétique très efficace du comportement hydraulique. Toute augmentation anormale des débits ou apparition de nouvelles fuites non prévues constitue un signal d'alarme :

- Déversoir calibré triangulaire ou trapézoïdal : le débit est calculé à partir de la hauteur d'eau à l'amont. Méthode la plus courante dans les galeries de visite.

- Mesure volumétrique : collecte de l'eau dans un récipient gradué pendant un temps donné — simple et fiable pour les faibles débits.
- Venturi : mesure de débit par différence de pression en section rétrécie — adapté aux débits importants et à l'automatisation.

Une diminution du débit de drainage peut signaler un colmatage des drains, entraînant une hausse des pressions interstitielles. Une augmentation brutale peut révéler un phénomène de renard hydraulique ou une dégradation de l'écran d'étanchéité. Ces deux évolutions sont potentiellement dangereuses et déclenchent une investigation.

V.4.5 Autres mesures complémentaires 145

V.4.5.1 Turbidité et chimie des eaux de fuite 145

Pour les barrages en remblai comprenant des matériaux aisément solubles ou érodables, la mesure régulière de la turbidité des eaux de drainage est essentielle. Un accroissement de la turbidité signale un transport de particules fines — initiation d'une érosion interne. L'analyse chimique périodique des eaux d'infiltration permet d'évaluer l'origine des eaux et de détecter des dissolutions dans le coulis d'injection ou le noyau d'étanchéité.

V.4.5.2 Mesures des contraintes — cellules de pression totale 145

Les cellules de pression totale mesurent les contraintes développées dans les sols, les bétons ou à l'interface béton-rocher. Elles se composent d'un coussin hydraulique associé à un capteur pneumatique ou à corde vibrante. Leurs domaines d'application incluent la mesure de contrainte dans les remblais et barrages, les efforts sur les parois de galeries et les contraintes dans les bétons.

V.4.5.3 Surveillance de l'environnement proche

La surveillance du barrage englobe également son environnement immédiat :

- Affouillements au pied aval : relevés topographiques ou bathymétriques périodiques (tous les 3 à 10 ans ou après crue exceptionnelle).
- Résurgences à l'aval : mesure des débits pour détecter des anomalies dans le réseau de circulation des eaux souterraines.
- Niveaux de la nappe phréatique aval : suivi par piézomètres ouverts implantés en rives.
- Zones instables et versants : surveillance géodésique et inclinométrique des masses rocheuses susceptibles de glisser dans la retenue — leçon directe tirée du Vajont (1963).
- Sédiments dans la retenue : relevés bathymétriques pour contrôler l'envasement et la liberté des organes de prise.

V.4.6 Synthèse des instruments par type de barrage

Tableau V.6 : Instruments et moyens de mesure selon le type de barrage (d'après Smail & Rouissat, 2022)

Type de mesure	Barrage en béton	Barrage en remblai
Déformations générales	Pendule direct/inversé, vanchons topographiques, extensomètre	Géodésie, inclinomètre, tassomètre, GPS
Déplacements relatifs locaux	Fissuromètre, vanchon (joints de dilatation)	Fissuromètre (liaison avec structures béton)
Températures	Thermocouples corps béton (CT), capteurs air (AT) et eau (WT)	Thermomètre électrique (détection percolation)
Pressions hydrauliques	Sous-pressions béton-fondation (piézomètre, manomètre, cellule)	Pressions interstitielles (cellule pneumatique, hydraulique, corde vibrante)
Fuites et drainage	Déversoir, mesure volumétrique, venturi (galeries)	Déversoir, mesure volumétrique, venturi (tapis drainant)
Qualité des eaux	Analyse chimique des eaux de percolation	Turbidimètre, analyse chimique
Conditions extérieures	Limnigraphe (H), thermographe, pluviomètre, accélérographe	Limnigraphe (H), thermographe, pluviomètre, accélérographe
Niveau des sédiments	Bathymétrie	Bathymétrie

V.5 Méthodes d'analyse du comportement des barrages 147

L'analyse et l'interprétation des données d'auscultation constituent la finalité de tout dispositif de surveillance. Les méthodes peuvent être ordonnées du plus simple au plus élaboré.

V.5.1 L'observation visuelle et graphique 147

La méthode la plus élémentaire consiste à tracer l'évolution temporelle de chaque grandeur mesurée et à l'examiner directement. On vérifie la cohérence des valeurs avec les mesures antérieures (absence de saut brusque inexpliqué), la corrélation avec le niveau de la retenue, et la réversibilité saisonnière des déplacements. Un déplacement qui ne revient pas à sa valeur initiale après vidange peut signaler un phénomène irréversible (fluage, plasticité).

V.5.2 L'analyse statistique et les modèles de régression 147

Pour séparer les différents effets qui se superposent dans la réponse mesurée — effets hydrostatiques, thermiques, vieillissement — et pour quantifier chacun d'eux, on recourt à des modèles statistiques de régression multiple. Le principe général consiste à exprimer la variable de réponse (déplacement, débit, pression) comme une combinaison linéaire de variables explicatives représentant chacun des facteurs physiques.

L'analyse des résidus (écart entre valeurs mesurées et valeurs prédites) est la clé de la détection d'anomalies. Tant que les résidus restent aléatoires et centrés sur zéro, le comportement est conforme au modèle. Une dérive, un saut ou une augmentation de la dispersion signale une évolution anormale. Schleiss & Pougatsch (2011) définissent à ce titre quatre zones de comportement : (A) confort de l'exploitant, (B) auscultation renforcée, (C) travaux lourds, (D) risque majeur.

V.5.3 La méthode HSM — Hydrostatic, Seasonal, Movement 148

La méthode HSM est le modèle statistique de référence pour l'analyse des barrages en béton. Elle décompose la réponse de l'ouvrage en trois composantes physiquement interprétables : H (hydrostatique — polynôme en cote H), S (saisonnière — fonctions sin/cos de période annuelle) et M (mouvement/vieillissement — variable temps t et ln(t)). La calibration par moindres carrés ordinaires fournit les coefficients de chaque composante, évalués par les indicateurs R^2, R^2 ajusté et RMSE. Ce modèle constitue l'outil central utilisé dans ce PFE pour l'analyse des déplacements UX des vanchons du barrage ANBT.

V.5.4 Méthodes d'intelligence artificielle — complémentarité avec le HSM 148

Les algorithmes d'intelligence artificielle (réseaux de neurones, forêts aléatoires, gradient boosting) suscitent un intérêt croissant dans la communauté de l'auscultation des barrages. Ils offrent des perspectives prometteuses pour la détection de comportements non linéaires complexes et l'exploitation de données multi-capteurs à haute fréquence.

Tableau V.7 : Comparaison HSM et algorithmes d'IA pour l'auscultation des barrages

Critère	Modèle HSM	Algorithmes IA (RNA, RF...)
Interprétabilité	Excellente — coefficients à sens physique	Faible — boîte noire
Données requises	Faibles (quelques dizaines de campagnes)	Importantes (centaines à milliers de points)
Extrapolation	Fiable dans les plages d'exploitation connues	Risquée hors du domaine d'entraînement
Capture de non-linéarités complexes	Limitée aux polynômes prédéfinis	Très performante
Validation réglementaire (ICOLD)	Accepté et recommandé	En cours de validation dans le domaine

HSM et méthodes IA ne sont pas en compétition mais en complémentarité : le HSM constitue la référence physiquement interprétable et réglementairement validée ; les méthodes IA ouvrent des perspectives pour enrichir l'analyse sur des jeux de données denses et identifier des signaux faibles non capturés par le modèle linéaire.

V.6 Fréquences et programme des mesures 149

Le programme de mesures doit être adapté aux dimensions de l'ouvrage, à son niveau de remplissage et à la nature de son comportement. Les fréquences les plus élevées concernent les paramètres représentatifs du comportement global afin de détecter rapidement toute anomalie.

Tableau V.8 : Fréquences indicatives des mesures d'auscultation

Type de mesure	Fréquence normale	Fréquence renforcée (crue, séisme, anomalie)
Niveau de la retenue (limnigraphe)	Continue (automatique)	Continue + vérification visuelle
Températures (AT, WT, CT)	Synchronisée avec mesures géodésiques	Quotidienne
Déplacements par pendule	Hebdomadaire à mensuelle	Quotidienne à pluriquotidienne
Cibles topographiques	Bi-mensuelle à mensuelle	Hebdomadaire

Type de mesure	Fréquence normale	Fréquence renforcée (crue, séisme, anomalie)
(vanchons)		
Pressions interstitielles / piézomètres	Hebdomadaire à mensuelle	Quotidienne
Débits de fuite et de drainage	Bi-mensuelle à mensuelle	Quotidienne
Campagnes géodésiques complètes	Tous les 5 ans	Après tout événement extraordinaire

Trois facteurs conditionnent l'adaptation des fréquences : l'âge du barrage (la phase de première mise en eau nécessite un suivi particulièrement fin), le niveau de remplissage (mesures renforcées en haute retenue), et l'apparition de phénomènes inquiétants. Il est essentiel de maintenir des mesures homogènes dans le temps : c'est l'évolution des paramètres, plus que leurs valeurs absolues, qui révèle les comportements anormaux.

V.7 Application au barrage du Bozina — présentation et instrumentation150

V.7.1 Présentation du site

Le barrage faisant l'objet de ce PFE est géré par l'Agence Nationale des Barrages et Transferts (ANBT). Il s'agit d'un barrage-poids en béton appartenant à la classe A des ouvrages majeurs au sens de la réglementation algérienne, ce qui justifie un dispositif d'auscultation complet et régulièrement entretenu. Sa vocation principale est le stockage d'eau à des fins d'alimentation en eau potable, d'irrigation et de régulation des crues.

V.7.2 Dispositif d'instrumentation disponible 150

Les données exploitées dans ce PFE couvrent la période janvier 2022 – décembre 2025, soit 146 campagnes de mesure. Trois familles de capteurs sont disponibles :

Tableau V.9 : Récapitulatif du dispositif d'instrumentation du barrage du Bouzina

Famille	Capteurs disponibles	Feuille source	Fréquence
Niveau de la retenue	Limnigraphe (1 capteur)	LM	Continue — relevés bi-mensuels à mensuels

Famille	Capteurs disponibles	Feuille source	Fréquence
Températures eau, air, corps	WT1–WT3, AT1–AT2, CT1–CT30 (35 capteurs)	WT-AT-CT	Synchronisée avec les campagnes géodésiques
Déplacements de surface	13 vanchons V1–V13 (composantes UX et UZ)	V	146 campagnes bi-mensuelles à mensuelles

Les 13 vanchons répartis sur le parement mesurent chacun deux composantes de déplacement : UX (direction amont-aval, horizontal) et UZ (direction verticale). La composante UX constitue la variable de réponse principale de la méthode HSM appliquée dans ce PFE. Les mesures de température (WT, AT, CT) enrichissent l'interprétation physique de la composante saisonnière du modèle. D'autres familles d'instruments (piézomètres, mesures de fuites, accélérographes) existent sur le site mais leurs données ne sont pas exploitées dans ce PFE qui se concentre sur l'analyse des déplacements par la méthode HSM.

V.8 Conclusion

Ce chapitre a posé les bases théoriques, réglementaires et instrumentales nécessaires à la compréhension du travail expérimental développé dans les chapitres suivants. L'auscultation des barrages est une discipline complète qui mobilise des familles d'instruments couvrant l'ensemble des mécanismes physiques susceptibles d'affecter la sécurité d'un ouvrage : géodésie pour les déplacements absolus, piézomètres et cellules de pression pour les phénomènes hydrauliques, thermocouples pour les effets thermiques, accélérographes pour les sollicitations sismiques, et mesures de fuite pour le contrôle de l'étanchéité.

Le dispositif d'instrumentation du barrage ANBT — limnigraphe, 35 capteurs de température et 13 vanchons couvrant quatre années de mesures (2022–2025) — constitue un ensemble de données cohérent et représentatif, pleinement conforme aux exigences réglementaires pour un ouvrage de classe A. La méthode HSM, outil statistique de référence pour l'analyse du comportement des barrages en béton, sera appliquée aux déplacements UX de ces vanchons dans le chapitre suivant.

CHAPITRE IV

DISCUSSION GÉNÉRALE RECOMMANDATIONS

VI.1. Introduction

Après avoir présenté les différentes investigations réalisées sur le site du barrage de Bouzina ainsi que les études de conception et de dimensionnement de l'ouvrage, il apparaît nécessaire d'analyser les résultats obtenus afin d'évaluer leur portée technique et les contraintes susceptibles d'influencer les performances du barrage durant son exploitation.

Cette discussion permet d'apprécier l'adéquation entre les caractéristiques naturelles du site et les exigences de conception d'un ouvrage hydraulique de grande importance. Elle offre également l'opportunité d'identifier les principaux facteurs pouvant affecter la durabilité de la retenue et de proposer des recommandations visant à optimiser son fonctionnement à long terme.

VI.2. Discussion technique des résultats

VI.2.1. Pertinence du site du barrage

Les études réalisées ont montré que le site de Bouzina présente des caractéristiques favorables à l'implantation d'un barrage. La présence d'une gorge étroite au niveau de l'axe de l'ouvrage constitue un avantage majeur puisqu'elle permet de limiter la longueur de crête et de réduire le volume des matériaux nécessaires à la construction. Cette configuration géométrique contribue à améliorer la rentabilité technique et économique du projet.

La morphologie de la vallée favorise également la création d'une retenue offrant une capacité de stockage intéressante pour la mobilisation des ressources en eau. Toutefois, la présence de points bas sur certaines zones périphériques de la cuvette impose des contraintes sur la hauteur maximale de la retenue et doit être prise en considération lors des phases ultérieures du projet.

VI.2.2. Influence des conditions géologiques et géotechniques

L'étude géologique a mis en évidence la présence de formations rocheuses globalement favorables à l'implantation d'un ouvrage hydraulique. Les conglomérats et les formations calcaires rencontrés au niveau du site présentent des caractéristiques mécaniques satisfaisantes permettant d'assurer une bonne stabilité des fondations.

Cependant, l'existence de fractures, de failles et de discontinuités tectoniques nécessite une attention particulière. Ces éléments peuvent influencer la circulation des eaux souterraines et favoriser les infiltrations sous l'ouvrage. Des traitements adaptés devront être prévus afin d'assurer l'étanchéité des fondations et de limiter les risques de dégradation progressive du massif rocheux.

Les investigations réalisées montrent également que la qualité des appuis rocheux constitue un facteur essentiel dans le choix du type de barrage. Les caractéristiques géométriques de la gorge rendent notamment envisageable l'utilisation d'un barrage voûte, dont l'efficacité dépend fortement de la résistance des culées.

VI.2.3. Contraintes hydrologiques et comportement de la retenue

Le bassin versant de Bouzina présente un relief relativement marqué et une forme favorisant la concentration rapide des écoulements. Cette configuration explique l'apparition de crues soudaines pouvant générer des débits importants sur de courtes périodes.

Par ailleurs, le contexte climatique semi-aride de la région se caractérise par une irrégularité marquée des précipitations et par une forte évapotranspiration. Dans ces conditions, la retenue joue un rôle essentiel dans la régularisation des ressources en eau et dans la sécurisation des besoins futurs de la région.

Toutefois, ces mêmes caractéristiques hydrologiques favorisent également le transport de quantités importantes de matériaux solides vers le réservoir lors des épisodes de crue. Cette problématique constitue l'un des principaux défis auxquels devra faire face le barrage durant son exploitation.

VI.2.4. Comportement structural et choix de la variante

Les vérifications effectuées dans le cadre du dimensionnement ont montré que les critères de stabilité peuvent être satisfaits pour les différentes combinaisons de charges considérées. Les analyses réalisées confirment que les variantes étudiées répondent aux exigences de sécurité relatives au glissement, au renversement et à la résistance des matériaux.

La variante de barrage poids en béton compacté au rouleau présente l'avantage d'une conception relativement simple et d'un comportement robuste vis-à-vis des sollicitations extérieures. En revanche, elle nécessite un volume important de béton et engendre des charges élevées sur les fondations.

La variante barrage voûte apparaît particulièrement adaptée à la géométrie du site. Grâce à l'effet d'arc, les efforts sont principalement transmis vers les culées rocheuses, ce qui permet de réduire considérablement le volume de béton nécessaire. Cependant, cette solution exige une excellente qualité géomécanique des appuis et un contrôle rigoureux des conditions géologiques.

Le choix définitif de la variante la plus appropriée devra tenir compte non seulement des critères techniques, mais également des aspects économiques, constructifs et opérationnels.

VI.3. Recommandations relatives à la gestion de l'envasement

L'envasement constitue aujourd'hui l'un des problèmes les plus importants affectant les barrages en exploitation, particulièrement dans les régions semi-arides où les phénomènes d'érosion sont souvent accentués par la nature des terrains et par l'irrégularité des précipitations.

Dans le cas du barrage de Bouzina, cette problématique mérite une attention particulière en raison des caractéristiques du bassin versant. Les fortes pentes observées sur plusieurs secteurs, associées à la présence de formations marneuses et argileuses sensibles à l'érosion, favorisent le détachement des particules solides et leur transport vers la retenue lors des épisodes de ruissellement intense.

Les sédiments transportés par les crues ont tendance à se déposer progressivement dans le réservoir dès que la vitesse de l'écoulement diminue. Ce phénomène entraîne une réduction progressive du volume utile de stockage et peut affecter la capacité de régulation de la retenue. À long terme, l'accumulation des dépôts sédimentaires peut compromettre les objectifs initiaux du barrage et diminuer sa durée de vie économique.

En outre, l'envasement peut perturber le fonctionnement des ouvrages annexes. Les dépôts sédimentaires situés à proximité des prises d'eau peuvent provoquer leur obstruction partielle, réduire leur rendement et augmenter les opérations de maintenance. Les vidanges de fond peuvent également être soumises à une usure prématurée sous l'effet de l'abrasion causée par les particules solides transportées lors des opérations de dévasement.

Afin de limiter les effets de l'envasement, il est recommandé d'agir simultanément à l'échelle du bassin versant et à l'échelle de la retenue.

À l'amont du barrage, des programmes de conservation des sols devraient être mis en œuvre afin de réduire la production de sédiments. Ces actions peuvent inclure le reboisement des versants dégradés, la protection du couvert végétal existant ainsi que la réalisation d'ouvrages antiérosifs tels que les seuils de correction torrentielle, les banquettes et les petits ouvrages de retenue destinés à ralentir les écoulements et à piéger une partie des matériaux solides avant leur arrivée au réservoir.

Au niveau de la retenue, il est recommandé de prévoir un volume mort suffisant destiné à recevoir les dépôts sédimentaires tout au long de la durée de vie du barrage. Cette disposition permet de préserver le volume utile destiné à l'exploitation et constitue une mesure classique de gestion de l'envasement.

Une attention particulière doit également être accordée au dimensionnement et à l'exploitation des vidanges de fond. Ces ouvrages peuvent être utilisés pour évacuer périodiquement une partie des sédiments accumulés au voisinage du barrage, notamment lors des périodes de fortes crues où les vitesses d'écoulement sont plus favorables au transport des matériaux.

Par ailleurs, il est recommandé d'effectuer régulièrement des levés bathymétriques afin de suivre l'évolution de la sédimentation dans le réservoir. Ces campagnes permettront d'évaluer les pertes de capacité de stockage et d'adapter les stratégies de gestion en fonction de l'évolution réelle du phénomène.

Enfin, il serait pertinent d'intégrer dans les futures études une modélisation numérique du transport solide et des mécanismes de dépôt des sédiments. Cette approche permettrait d'estimer les taux d'envasement à long terme, d'identifier les zones préférentielles d'accumulation et de définir les mesures les plus efficaces pour préserver durablement les performances de la retenue.

VI.4. Conclusion Générale

Au terme de ce travail consacré à l'étude et au dimensionnement du barrage de Bouzina, il apparaît que le site présente des caractéristiques favorables à l'implantation d'un ouvrage de retenue destiné à la mobilisation et à la gestion des ressources en eau de la région.

L'analyse des données topographiques, hydrologiques, climatologiques, géologiques et géotechniques a permis de mettre en évidence les principaux paramètres influençant la conception de l'ouvrage. Les investigations réalisées dans le cadre de l'étude de faisabilité ont confirmé l'existence de conditions naturelles globalement favorables, notamment la présence d'une vallée encaissée, d'appuis rocheux résistants et d'un bassin versant capable de générer des apports suffisants pour assurer l'exploitation de la retenue. Les contraintes liées à la sismicité régionale, à la perméabilité des fondations et aux conditions géologiques ont également été prises en compte afin de garantir un niveau de sécurité satisfaisant.

Sur la base de ces données, deux variantes de conception ont été étudiées : un barrage poids en béton compacté au rouleau (BCR) et un barrage voûte. Les différents calculs de dimensionnement ainsi que les vérifications de stabilité ont montré que les deux solutions répondent aux exigences techniques et réglementaires applicables aux ouvrages hydrauliques. Les analyses structurales effectuées ont permis de vérifier le comportement de l'ouvrage sous les différentes combinaisons de charges, notamment les actions hydrostatiques, les sous-pressions et les sollicitations exceptionnelles.

Cette étude met en évidence l'importance d'une démarche intégrée associant hydrologie, géotechnique, hydraulique et mécanique des structures dans la conception des barrages. Elle montre également que le choix d'une variante optimale doit prendre en considération non seulement les critères de sécurité et de stabilité, mais aussi les aspects économiques, constructifs et environnementaux.

Enfin, ce travail constitue une contribution à la compréhension des problématiques liées à la conception des grands ouvrages hydrauliques et peut servir de base à des études plus approfondies, notamment en matière de modélisation tridimensionnelle, d'analyse dynamique sous séisme, d'optimisation économique ou encore d'évaluation des impacts environnementaux. La réalisation d'un tel projet contribuerait de manière significative à la valorisation des ressources hydriques de la région de Bouzina et au développement durable des territoires concernés.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

•[1] CHAMA, M. Méthode pratique de dimensionnement d'un barrage-voûte : procédure itérative MAI programmée sur Olivetti M.24. Projet de Fin d'Études, École Nationale Polytechnique (ENP), Alger, 1988.

•[2] Agence Nationale des Barrages et Transferts (ANBT). Étude de faisabilité du barrage de l'Oued Bouzina, Wilaya de Batna : études géologiques et géotechniques, sondages F01 à F08 et essais Lugeon. ANBT, Alger, 2005.

•[3] International Commission on Large Dams (ICOLD). Bulletin 88 : Design of Arch and Gravity Dams. ICOLD, Paris, 1994.

•[4] International Commission on Large Dams (ICOLD). Bulletin 72 : Selecting Seismic Parameters for Large Dams. ICOLD, Paris, 2001.

•[5] International Commission on Large Dams (ICOLD). Bulletin 35 : Filling Materials for Watertight Cutoff Walls. ICOLD, Paris, 1985.

•[6] United States Army Corps of Engineers (USACE). EM 1110-2-2201 : Engineering and Design – Arch Dam Design. USACE, Washington D.C., 2003.

•[7] Comité Européen de Normalisation (CEN). Eurocode 8 – EN 1998-5:2004 : Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 5: Foundations, Retaining Structures and Geotechnical Aspects. Bruxelles, 2004.

•[8] Comité Européen de Normalisation (CEN). Eurocode 2 – EN 1992-1-1:2004 : Design of Concrete Structures – Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings. Bruxelles, 2004.

•[9] Comité Français des Barrages et Réservoirs (CFBR). Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages en béton. CFBR, Paris, 2012.

•[10] PRESS, H. Les barrages de vallée. Dunod, Paris, 1958.

•[11] LOMBARDI, G. Barrages en voûte mince. Dunod, Paris, 1955.

•[12] STUCKY, A. Calcul des barrages en béton. École Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL), Lausanne, 1986.

•[13] VARLET, H. Hydraulique générale et appliquée – Tome II. Eyrolles, Paris, 1966.

•[14] GINOCCHIO, R. L'énergie hydraulique. Eyrolles, Paris, 1978.

•[15] WESTERGAARD, H.M. Water Pressures on Dams During Earthquakes. Transactions of the American Society of Civil Engineers (ASCE), Vol. 98, 1933, pp. 418–472.

•[1] International Commission on Large Dams (ICOLD). Bulletin 88 : Design of Arch and Gravity Dams. ICOLD, Paris, 1994.

•[2] International Commission on Large Dams (ICOLD). Bulletin 72 : Selecting Seismic Parameters for Large Dams. ICOLD, Paris, 2001.

•[3] United States Army Corps of Engineers (USACE). EM 1110-2-2201 : Engineering and Design – Arch Dam Design. USACE, Washington D.C., 2003.

•[4] United States Army Corps of Engineers (USACE). EM 1110-2-2100 : Stability Analysis of Concrete Structures. USACE, Washington D.C.

•[5] Comité Européen de Normalisation (CEN). Eurocode 8 – EN 1998-5:2004 : Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 5: Foundations, Retaining Structures and Geotechnical Aspects. Bruxelles, 2004.

•[6] Comité Français des Barrages et Réservoirs (CFBR). Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages en béton. CFBR, Paris, 2012.

•[7] Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme. Règlement Parasismique Algérien RPA 2003 – Version 2003 modifiée 2015. Alger, Algérie.

•[1] SMAIL, N., ROUISSAT, B. Auscultation et surveillance des barrages. Polycopié de cours, Département d'Hydraulique, Université Abou Bekr Belkaïd de Tlemcen, Algérie, 2022.

•[2] SCHLEISS, A.J., POUGATSCH, H. Les barrages : du projet à la mise en service. Traité de Génie Civil de l'EPFL, Volume 17, Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, Lausanne, 2011.

•[3] International Commission on Large Dams (ICOLD). Bulletin 68 : Monitoring of Dams and Their Foundations. ICOLD, Paris, 1989.

•[4] International Commission on Large Dams (ICOLD). Bulletin 138 : Surveillance – Basic Elements in a Dam Safety Process. ICOLD, Paris, 2009.

•[5] International Commission on Large Dams (ICOLD). Bulletin 1 : General Approach to Dam Surveillance. ICOLD, Paris, 2007.

•[6] International Commission on Large Dams (ICOLD). Bulletin 87 : Improvement of Existing Dam Monitoring. ICOLD, Paris, 1992.

•[7] BONELLI, S., RADZICKI, K., TOURMENT, R. L'auscultation des barrages : une nécessité. Ingénieries, n°41, 2005, pp. 13–22.

•[8] LE DELLIOU, P. Les barrages : conception et maintenance. Presses Universitaires de Lyon, Lyon, 2007.

•[9] Comité de la Sécurité des Barrages (CSB). Dispositif d'auscultation des barrages – Partie 3 : Appareils et méthodes de mesure. Édition avril 2005.

•[10] ROYET, P. Guide pour la surveillance et l'entretien des petits barrages. Cemagref, Paris, 1994.