الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR HYDRAULICS
"The Mujahid Abdellah ARBAOUI"

المدرسة الوطنية العليا للري
"المجاهد عبد الله عرباوي"

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : OUVRAGE HYDROTECHNIQUE

THEME :

ETUDE DES VARIANTES DE L'EVACUATEUR DE CRUE DU BARRAGE BOUKHROUFA (W. ELTARF)

Présenté par :

TOUATI Nour El Hayette

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
A.HADJ SADOK	Professeur	Président
I.ZAIBAK	M.A.A	Examinateur
M.BOUZIANE	M.A.A	Examinateur
S.TOUMI	M.A.A	Promoteur

Session : Juin 2023

∞ DEDICACE ∞

Je dédie ce modeste mémoire qui est l'accomplissement de longues années d'études

En premier lieu à :

A mon merveilleux père décédé l'année dernière que dieu lui fasse miséricorde.

A ma chère mère, tu m'as donné la vie, la tendresse et le courage pour réussir. Rien au monde n'égale les efforts consentis jour et nuit pour mon éducation et mon bien être.

A mes chères sœurs et frère (Nadjette, Mourad, Mohamed, Salma, Meriem, Iskander) qui n'ont pas cessée de me conseiller, encourager et soutenir tout au long de mes études. Aucun mot ne pourrait exprimer la gratitude et l'amour que je vous porte. Que dieu les protège et leurs offre la chance et le bonheur.

A mes nièces et neveux (Doha, Saja, Matine,Moatassim)

A mes chères amies : Roumaissa, Madjda, Sarah, Rania, Meriem et Sabrina, je vous remercie pour les moments inoubliables que nous avons partagés ensemble. Votre précieuse collaboration et votre soutien amical m'ont été source d'inspiration et d'encouragement.

A tous et à toutes, je dédie ce travail

NOUR EL HAYETTE

∞ REMERCIEMENTS ∞

Avant tout, je remercie le Dieu tout puissant de m'avoir donné le courage et la volonté pour mener à bien ce travail.

Au terme de cette étude, je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements à mon promoteur
Monsieur ***TOUMI.S*** *pour m'avoir guidé tout au long de ce travail de fin d'études. Je la remercie vivement de sa disponibilité de tous les instants qui ont rendu ce travail possible.*

Je remercie également tous mes enseignants de l'école nationale supérieure d'hydraulique pour la qualité de l'enseignement qu'ils ont bien voulu me prodiguer durant mes études afin de me donner une formation efficace.

Aussi, je me permets d'exprimer tout mon respect aux membres de jury qui me feront l'honneur d'apprécier notre travail.

Je tiens à remercier chaleureusement les ingénieurs Mr HARBI TAREK et Mr ZITANI ROUSSTOUM pour leurs conseils et le partage de leur compétences scientifiques, ainsi qu'à tous les ingénieurs de CTH-ANNABA, DRE-ELTARF et l'ANBT.

Grand Merci à tous.

NOUR EL HAYETTE

ملخص

المفيضات هي عبارة عن أجهزة أمان للسدود. والغرض منها هو إدارة عواقب دخول الفيضانات إلى الخزان، مع تقليل. مخاطر الفيضانات والعواقب الوخيمة التي قد تترتب على مثل هذا المو.

ونتيجة لذلك، يهدف هذا العمل الى دراسة نوعين من المفيضات للسماح بمرور الفيضانات عبر سد بوخروفة ولاية الطارف من أجل اختيار البديل الأمثل وإجراء دراسة هندسية مدنية لهذا الأخير. ولكي نحقق ذلك، يجب أولا أن نحدد كل المعطيات الجيومرفولوجية والمناخية للحوض المائي، تليها الهيدرولوجيا لموقع السد، وهذا سمح لنا بتحديد حجم التدفق.

الكلمات المفتاحية: المفيضات, المعطيات الجيومرفولوجية, حجم التدفق.

Résumé

Les évacuateurs de crue sont des organes de sécurité des barrages. Ils ont pour objectif de gérer les conséquences des crues entrant dans le réservoir, tout en minimisant les risques de débordement et les conséquences souvent catastrophiques qu'une telle situation impliquerait.

De ce fait, le présent travail vise à étudier deux types de l'évacuateur de crues pour permettre le passage des crues à travers le barrage BOUKHROUFA W. ELTARF afin d'opter pour la variante la plus optimale et faire une étude génie civil de cette dernière. Pour ce faire, il faut d'abord définir l'ensemble des paramètres, géomorphologiques, et climatiques du bassin versant, suivi d'une hydrologique du site du barrage, et ceci nous a permis de déterminer le débit de dimensionnement.

Mots clés : Les évacuateurs, géomorphologiques, débit de dimensionnement.

Abstract :

Spillways are safety devices in dams. Their purpose is to manage the consequences of floods entering the reservoir, while minimizing the risks of overflow and the often-catastrophic consequences that such a situation would entail. Therefore, the present work aims at studying two types of spillway to allow the passage of floods through the BOUKHROUFA W. ELTARF dam in order to opt for the most optimal variant and make a civil engineering study of the latter. To do this, it is necessary to define all the geomorphological and climatic parameters of the catchment area, followed by a hydrological study of the dam site, and this allowed us to determine the design flow.

Key words: Spillways, geomorphological, design flow.

Sommaire

Résumé

Liste des Figures

Liste des Tableaux

Introduction Générale 1

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

I.1. Introduction 4
I.2. But des barrages 4
I.3. Présentation générale du site 4
I.4. Choix du site de barrage 6
I.5. Choix du type de barrage 7
I.6. Objectifs de l'aménagement 8
I.7. Classification de l'ouvrage 9
I.8. Conclusion 9

CHAPITRE II : Etude Géologique et Géotechnique

II.1. Introduction 11
II.2. Etude Géologique : 11
II.2.1. But : 11
II.2.2. Généralité sur la zone d'étude : 11
II.2.3. Investigations réalisées et objectifs visés : 12
II.3. Lithologie 13
II.3.1. Les argilites de Numidie 13
II.3.2. Grés de Numidie 14
II.3.3. Les colluvions 14
II.3.4. Les alluvions 14
II.4. Les failles 14
II.5. Stratigraphie au site du barrage 15
II.5.1. Les formations superficielles 16
II.6. Hydrogéologie 16
II.6.1. Stabilité des versants 16
II.7. Fondation de l'évacuateur de crue 17
II.8.1. Introduction : 17

II.8.2. Sismicité régionale : 17
II.8.3. Evaluation des caractéristiques du séisme de projet 18
II.9. Conclusion : 19

CHAPITRE III : Etude Hydrologique

III.1. Introduction 22
III.2. Bassin versant 22
III.2.1. Définition du bassin versant 22
III.2.2. Comportement hydrologique 22
III.2.3. Caractéristiques morphologiques du bassin versant 23
- Longueur du thalweg principale 23
- Altitude maximale, moyenne et minimale du Bassin versant : 23
- Coefficient d'allongement Kp 26

III.2.4. Paramètres du relief 27
III.2.4.1. La courbe hypsométrique 27
III.2.4.2. L'altitude moyenne du bassin versant 29
III.2.4.3. La pente moyenne du bassin versant 30
III.2.5. Les indices de pentes : 31
III.2.5.1. Indice de pente globale **Ig** 31
III.2.5.2. Indice de pente de Roche **Ip** 32
III.2.5.3. Indice de pente moyenne **Ipm** 33
III.2.6. Caractéristiques hydrographiques 34
III.2.6.1. Réseau hydrographique 34
III.2.6.2. Pente moyenne du coure d'eau principale 36
III.2.6.3. Densité de drainage 36
III..2.6.4. La densité hydrographiques coefficient de torrentialité 36
III.2.6.5. Le coefficient de torrentialité Ct 37
III.2.6.6. Temps de concentration 37
III.2.6.7. Vitesse de ruissèlement 39
III.3. Caractéristique climatologique 40
III.3.1. La température 40
III.3.2. L'évaporation 41
III.3.3. La vitesse du vent 42
III.3.4. Humidité relative de l'Aire 42

III.3.5. Pluviométrie 43
III.4. Les précipitations maximales journalières 44
III.4.1. Choix de la loi d'ajustement 45
III.4.1.1. Ajustement par la loi de GUMBEL 45
III.4.1.2. Ajustement par la loi GALTON (log-normale) 47
III.4.1.3. Comparaison entre les lois d'ajustement 48
III.4.2. Pluies de courte durée 49
III.5. Etudes des Apports 53
III.5.1. Évaluation des apports liquides 53
III.5.1.1. Apports moyen interannuel (A0) 54
III.5.1.2. Apports liquide suivant les données de la station 55
III.5.1.3. Caractéristique de l'écoulement 56
III.5.1.4. Estimation fréquentielle des apports 58
III.5.1.5. Estimation à partir de la loi de Pearson 58
III.5.1.6. Estimation à partir de la distribution log normale (Body) 58
III.5.1.7. Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80% 59
III.5.2. Estimation de l'apports solide et le volume mort et le transport solide 60
III.5.2.1. Évaluation de l'apport solide et le volume mort 60
III.5.2.2. Estimation du transport solide 60
III.5.2.3. Calcul du volume mort 62
III.6. Etude de la régularisation de la retenue 63
III.6.1. Courbes caractéristiques de la retenue 63
III.6.2. Répartition mensuelle de l'apport 80% 65
III.6.3. Module d'irrigation 65
III.7. Régularisations saisonnières sans tenir compte des pertes 65
III.7.1. Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes 66
III.8. La régularisation interannuelle 70
III.9. Etudes des crues 71
III.9.1. Formules empiriques pour la détermination de la crue 72
III.9.2. Hydrogrammes de crues 74
III.10. Estimation de la crue de projet 76
III.11. Laminage des crues 78
III.11.1. Étude d'optimisation 83
III.11.1.1. Calcul du coût approximatif de la digue 83

III.11.1.2. Calcul de la revanche 83
III.11.1.3. Largeur en crête 85
III.11.1.4. Calcul du coût de la digue 86
III.11.2. Calcul du coût de l'évacuateur de crues 87
III.11.2.1. Coût du déversoir 87
III.11.2.2. Calcul du Coursier 88
III.11.3. Le coût total du barrage 88
III.11.4. Laminage pour un déversoir de largeur b=60 mètres 89
III.12. Conclusion 91

CHAPITRE IV : Etude des variantes de l'évacuateur de crue

IV.1. Introduction 94
IV.2. Classification et types des évacuateurs de crue 94
IV.2.1. Selon le type de fonctionnement hydraulique ou régime d'écoulement 94
IV.2.2. L'emplacement par rapport à la digue 94
IV.2.3. Mode de régale du débit 94
IV.2.4. Principaux critères pour choisir le type d'évacuateur de crue 94
IV.2.5. Classification des évacuateurs selon leurres emplacement 95
IV.2.5.1. Evacuateur centrale intégré au corps du barrage 95
IV.2.5.2. Evacuateur de crue posée sur la rive 95
IV.2.5.3. Evacuateur de crue de type siphon 95
IV.2.5.4. Evacuateur de forme tulipe 95
IV.2.6. Choix de type d'évacuateur pour notre cas d'étude 95
IV.3. Variante possible pour le choix de l'évacuateur de crue 96
IV.4. Présentation générale de la première variante de l'évacuateur de crues 97
IV.5. Canal d'approche 97
IV.5.1. Déversoir (seuil profilé (Creager)) 100
IV.5.2. Chenal d'écoulement : 105
IV.5.3. Le coursier : 106
IV.5.4. Dissipateur d'énergie : 110
IV.5.5. Canal de fuite : 112
IV.5.6. Evacuateur centrale en déversoir labyrinthe avec coursier lisse et un dissipateur de type saut de ski 114
IV.6. Choix de type de l'évacuateur : 126

IV.6.1. Critères de choix de la variante favorable. 127
IV.7. Conclusion 128

CHAPITRE V : Etude de la variante choisie

V.1. Introduction 130
V.2. Etude de stabilité 130
V.2.1. Stabilité de déversoir 130
V.2.1.1. Calcul des forces 131
V.2.1.2. Stabilité du déversoir au renversement : (Basculement) 134
V.2.1.3. Stabilité du déversoir au glissement 135
V.2.1.4. Stabilité du déversoir au poinçonnement 135
V.2.2. Calculs des forces 136
V.3. Conclusion 136

CHAPITRE VI : Organisation de chantier

VI.1. Introduction 138
VI.2. Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier 138
VI.2.1. Le maître de l'ouvrage 138
VI.2.2. Le maître d'œuvre 138
VI.2.3. L'entrepreneur 139
VI.3. Installations du chantier 139
VI.3.1. Installations destinées au personnel 139
VI.3.2. Installations destinées au stockage des matériaux 139
VI.3.3. Installations destinées à la réparation des engins 141
VI.3.4. Installations pour la préfabrication 141
VI.4. Réalisation du barrage en terre 141
VI.4.1. Les moyens de chantier 141
VI.4.1.1. Les moyens humains 141
VI.4.1.2. Les moyens matériels 141
VI.5. Succession des opérations du chantier 142
VI.5.1. Travaux préparatoires 142
VI.5.2. Exécution de l'ouvrage 142
VI.6. Technologie des principaux travaux 142
VI.7. Chemin critique (Cc) 144

VI.7.1. Techniques de la planification 144
VI.7.2. Méthodes basées sur le réseau 145
VI.8. Conclusion 146

CHAPITRE VII : Protection au travail

VII.1. Introduction 148
VII.2. Instructions structurelles sur la sécurité 148
VII.2.1. Instructions à donner aux travailleurs et aux visiteurs du chantier : 148
VII.2.2. Instructions à donner au Chef d'équipe : 148
VII.3. Contrôle et entretien du matériel 148
VII.4. Organisation du service de la sécurité d'ouvrage 149
VII.5. Principes fonctions du service de sécurité 149
VII.6. Causes des accidents de travail 149
VII.6.1. Facteurs humains 150
VII.6.2. Facteurs matériels 150
VII.6.3. Causes des maladies professionnelles 150
VII.6.4. Conditions dangereuses dans le chantier 150
VII.6.5. Méthode et moyens de prévention 151
VII.6.6. Actions dangereuses 151
VII.7. Conclusion 151

CHAPITRE VIII : Etude d'impact sur l'environnement

VIII.1. Introduction 153
VIII.2. Composantes principales de l'environnement 153
VIII.3. Sources d'impacts 154
VIII.4. Éléments sensibles du milieu 154
VIII.5. Impacts potentiels et mesures D'atténuation 155
VIII.6. Conclusion 162
Conclusion Générale 163
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES 165
ANNEXE 166

Liste des Figures

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

Figure I. 1: Situation géographique du barrage BOUKHROUFA (ANBT).....5

Figure I. 2: Vue aérienne de la région du barrage avec les accès possible (ANBT).....6

CHAPITRE II : Etude Géologique et Géotechnique

Figure II. 1: Carte de zonage sismique du territoire national. 18

Figure II. 2: Carte géologique de la région d'étude (ANRH).....20

CHAPITRE III : Etude Hydrologique

Figure III. 1: Le bassin versant de l'oued BOUHALOUFA 24

Figure III. 2: Rectangle équivalent.....26

Figure III. 3: Courbe hypsométrique du bassin versant d'oued BOUHALOUFA. 28

Figure III. 4: Réseau hydrographique du bassin versant. 35

Figure III. 5: Les températures moyennes pour le bassin versant. 41

Figure III. 6: Les valeurs d'évaporation moyenne au niveau de la retenue (Source : ANRH).42

Figure III. 7: La répartition mensuelle de l'humidité. 43

Figure III. 8: Histogramme des précipitations moyennes mensuelles. 44

Figure III. 9: Graphe d'ajustement par la loi de GUMBEL (papier normale).....46

Figure III. 10: Graphe d'ajustement par la loi de GALTON log-normale. 48

Figure III. 11: Graphe de comparaison entre loi de GUMBEL et loi de GALTON. 49

Figure III. 12: Graphe des pluies de courte durée. 53

Figure III. 13: Histogramme des apports liquides en m3. 56

Figure III. 14: La répartition mensuelle de l'apport 80%. 59

Figure III. 15: Courbe capacité hauteur. 65

Figure III. 16: Hydrogrammes de crue pour différentes fréquences. 76

Figure III. 17: Courbe du débit en fonction de la hauteur (Hd).....82

Figure III. 18: Courbe du débit en fonction du volume. 82

Figure III. 19: Courbe d'optimisation des largeurs de l'évacuateur de crue. 89

Figure III. 20: Courbe des débits déversant. 90

CHAPITRE IV : Etude des variantes de l'évacuateur de crue

Figure IV. 1: Schéma général d'un évacuateur latéral à entonnement frontal. 97

Figure IV. 2: Paramètres du profil d'un déversoir. 101
Figure IV. 3: Profil Creager. 102
Figure IV. 4: Tranches de calcul de la largeur déversante. 103
Figure IV. 5: Graphique de la ligne d'eau dans le coursier. 108
Figure IV. 6: Schéma de bassin de dissipation. 111
Figure IV. 7: Schéma d'un déversoir en labyrinthe (Source : support de cour Mr. Zeroual). 115
Figure IV. 8: Abaque de relation entre Cw, h/P et L/w (Darvas 1971). 116
Figure IV. 9: Abaque relation μw, h/P et l/w (Zarrouk, Seqqat-Dakhma, Chérif 1995). 117
Figure IV. 10: Schéma de déversoir labyrinthe avec dimension. 118
Figure IV. 11: Courbe de ligne d'eau au niveau du coursier. 122
Figure IV. 12: Schéma d'un évacuateur avec saut de ski (source : USBR désign of small dams (Duncan et al. 1987)). 124
Figure IV. 13: Schéma d'un saut de ski (source : Google image). 125

CHAPITRE V : Etude de la variante choisie

Figure V. 1: Répartition des forces horizontales et verticales agissantes sur le déversoir. 130
Figure V. 2: Résultats du Prédimensionnement du déversoir. 131

CHAPITRE VI : Organisation de chantier

Figure VI. 1: Relation entre les personnes intervenantes sur chantier. 139
Figure VI. 2: Réseau à nœuds. 146

CHAPITRE VIII : Etude d'impact sur l'environnement

Figure VIII. 1: Composantes principales de l'environnement. 153

Liste des Tableaux

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I. 1: Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation.....9

CHAPITRE II : Etude Géologique et Géotechnique

Tableau II. 1: Résultats des essais géotechniques du laboratoire et l'étude de faisabilité (ANBT).....13
Tableau II. 2: Coefficients d'accélération du séisme. 18

CHAPITRE III : Etude Hydrologique

Tableau III. 1: Surface hypsométriques du bassin d'oued BOUHALOUFA 28
Tableau III. 2: Détermination de H50%, H5% et H95%.....29
Tableau III. 3: Produit des surfaces par les altitudes du bassin.....29
Tableau III. 4: Classification du relief (in Touaibia, 2004).....31
Tableau III. 5: Classification du relief.....32
Tableau III. 6: Résultats de calcul de l'indice de pente.....33
Tableau III. 7: Résultats du temps de concentration par les trois formules.....39
Tableau III. 8: Récapitulation des paramètres calculés 40
Tableau III. 9: Répartition mensuelle des températures.....40
Tableau III. 10: Les valeurs d'évaporation moyenne de la retenue Oued BOUHALLOUFA .41
Tableau III. 11: Répartition mensuelle des humidités relatives 42
Tableau III. 12: Identification des stations pluviométrique.....43
Tableau III. 13: Les précipitations moyennes mensuelles.....44
Tableau III. 14: Résultats d'ajustement par la loi de GUMBEL 46
Tableau III. 15: Comparaison des caractéristiques de la loi de GUMBEL et de l'échantillon .47
Tableau III. 16: Résultats de l'ajustement par la loi de GALTON log-normal.....47
Tableau III. 17: Comparaison des caractéristiques de la loi de GALTON log-normale et de l'échantillon.....48
Tableau III. 18: Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence.....50
Tableau III. 19: Les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences 51
Tableau III. 20: Les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences (suite).....52
Tableau III. 21: L'Apport moyenne interannuelle 55
Tableau III. 22: Apports liquides au niveau du site du barrage.....55
Tableau III. 23: Récapitulation des coefficients de variation de l'écoulement 58

Tableau III. 24: Récapitulation de l'apport fréquentiel 59
Tableau III. 25: Répartition des Apports mensuelles de fréquence 80%. 59
Tableau III. 26: Valeur de αen fonction de la perméabilité 61
Tableau III. 27: Récapitulation de l'apport solide 61
Tableau III. 28: Récapitulation du débit solide 61
Tableau III. 29: Récapitulation de calcul du volume mort 63
Tableau III. 30: Caractéristiques topographiques et volumétriques de la retenue 64
Tableau III. 31: Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen annuel 65
Tableau III. 32: Répartition mensuelle de la consommation 65
Tableau III. 33: Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes 66
Tableau III. 34: Valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologique 67
Tableau III. 35: Les volumes des pertes dans la retenue 67
Tableau III. 36: Régularisation saisonnière en tenant compte les pertes totales en (Mm3) 68
Tableau III. 37: Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes 69
Tableau III. 38: Tableau de RADKOVITCH r=f (module spécifique) 71
Tableau III. 39: Récapitulatif des résultats de la formule Mallet- Gauthier 72
Tableau III. 40: Valeur de γ en fonction de bassin versant. 73
Tableau III. 41: Récapitulatif des résultats de la formule de Sokolovsky. 73
Tableau III. 42: Récapitulatif des résultats de la formule Possenti 73
Tableau III. 43: Récapitulatif des résultats de la formule Turraza 74
Tableau III. 44: Récapitulatif des résultats de débit de crue 74
Tableau III. 45: Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ 75
Tableau III. 46: Débits fréquentielles pour construction l'hydrogramme de crue (monté) 75
Tableau III. 47: Débits fréquentielles pour construction l'hydrogramme de crue (décrue) 76
Tableau III. 48: Catégories des dommages résultant des crues 77
Tableau III. 49: Crue de projet recommandée 77
Tableau III. 50: Choix de la crue de projet 78
Tableau III. 51: Données initiales 81
Tableau III. 52: Résultat de calcul par la méthode de Kotcherine 81
Tableau III. 53: Tableau récapitulatif : Résultats de la méthode de KOTCHERINE 83
Tableau III. 54: Résultat de calculs de la hauteur du barrage 85
Tableau III. 55: Récapitulatif des résultats de calcule de largeur de crête 85
Tableau III. 56: Récapitulatif des résultats 86
Tableau III. 57: Volume de la digue pour b=50m 86

Tableau III. 58: Volume de la digue pour b=55m 86
Tableau III. 59: Volume de la digue pour b=60m 87
Tableau III. 60: Résultats de calculs du cout de la digue pour les différentes largeurs déversantes 87
Tableau III. 61: Résultats de calculs du cout du déversoir pour les différentes largeurs déversantes 88
Tableau III. 62: Résultats de calculs du cout du coursier pour les différentes largeurs déversantes 88
Tableau III. 63: Coût Totale du barrage 88
Tableau III. 64: Caractéristiques du barrage 89
Tableau III. 65: Volumes et débit déversant 90
Tableau III. 66: Le laminage. 91
Tableau III. 67: Récapitulation des résultats de l'étude hydrologique 92

CHAPITRE IV : Etude des variantes de l'évacuateur de crue

Tableau IV. 1: Coefficients Kc correspondant à chaque classe de largeur du déversoir 98
Tableau IV. 2: Calcul des coordonnés du profil Creager 101
Tableau IV. 3: Résultats de calculs hydrauliques 104
Tableau IV. 4: Récapitulatif de calcul des cotes dans le coursier 105
Tableau IV. 5: Paramètres et résultats de calcul de la ligne d'eau 107
Tableau IV. 6: Calculs des hauteurs dans chaque tronçon dans le coursier 108
Tableau IV. 7: Vérification de phénomène d'aération dans le coursier 109
Tableau IV. 8: Résultats de calcule itératif de coursier 121
Tableau IV. 9: Résultats de calcule de phénomène d'aération et les vagues roulantes 123
Tableau IV. 10: Résultats de calcules des hauteurs et distances suivants les différents angles de jet 126
Tableau IV. 11 : Récapitulation des résultats de calcule. 127
Tableau IV. 12: Cout de la conception totale de chaque variante 128

CHAPITRE V : Etude de la variante choisie

Tableau V. 1: Calcul des sous pressions par la méthode de Bligh 132

CHAPITRE VI : Organisation de chantier

Tableau VI. 1: Symboles des opérations 145

Liste des Annexes

ANNEXE A

Figure II. 1 : Carte géologique de la région d'étude (ANRH)

ANNEXE B

Tableau III : Pluie maximale journalière de la station d'AIN EL KERMA (03-16-04) (ANRH)

Tableau III.39 : Tableau de RADKOVITCH r = f (module spécifique) (Mémoire ENSH.5-0007-13/01)

Tableau III.12: Intensité pour les différentes fréquences

Tableau III. 3 : récapitulatif des calculs.

Tableau III.54 : Le laminage.

ANNEXE C

Tableau IV. 5 : Récapitulatif de calcul des différents paramètres

Figure IV. 7 : Abaques de calcul de bassin de dissipation USBR type III.

ANNEXE D

Annexe II-4 : Abaque de dimensionnement de saut de ski

ANNEXE E

Annexe II-5 : Dimensionnement du bassin dissipation type III (Design of small dams, 1987)

Tableau VIII. 1 : Symboles des opérations

Figure VIII. 2 : Réseau à nœuds

Introduction Générale

L'eau est un élément indispensable pour la vie. Aussi nécessaire pour tout développement que ce soit agricole ou industriel.

Le développement de notre pays se pose sur la maitrise des ressources en eau, un facteur primordial dans la planification des budgets de l'état.

Depuis la dernière décennie, l'édification des barrages a été une solution très largement utilisée pour résoudre les délicats problèmes de mobilisations des ressources en eau. Intervient aussi la mise en œuvre progressive de l'interconnexion entre les barrages, permettant de ce fait une gestion dynamique et évolutive des disponibilités en eau sur tout le territoire national c'est-à-dire là où se concentrent les populations et l'activité économique agricole ou industriel.

Dans cette optique la wilaya d'EL-TAREF a bénéficié d'un important projet de réalisation d'un aménagement hydraulique, c'est celui du barrage de BOUKHROUFA qui est destiné à l'irrigation et à l'alimentation en eau potable de la population.

Dans un barrage on a de plusieurs ouvrages qui travaillent pour garder le bon fonctionnement de tout le barrage, parmi ces ouvrages importants on a l'évacuateur de crue, qui a un rôle de vider la quantité en excès de l'eau vers le cours d'eau pour la protection du barrage.

Pour ce mémoire de fin d'étude, on va aborder sur les différentes variantes possibles de la construction de l'évacuateur de crue de BOUKHROUFA et choisir la variante la plus adéquate pour notre ouvrage avec la détermination des différentes côtes pour assurer la sécurité.

Pour le contenu de MFE, on a la présence de sept (7) chapitres, en commençant par une présentation de la zone d'étude du barrage. Par la suite, on a le chapitre Géologique qui a pour but d'identifier la morphologie, géologie et lithologie de la région, retenue et site du barrage. Ensuite, nous abordons l'étude hydrologique, qui est le chapitre le plus important de ce travail car grâce à L'étude hydrologique, on peut déterminer les différentes caractéristiques du bassin versant du barrage et l'évolution des précipitations en quelques mois plus tard, et déterminer également l'arrivée L'inondation du barrage et la contribution à l'alimentation en eau du barrage pour déterminer les différentes dimensions qui déterminent la hauteur totale du barrage (pour assurer la sécurité des travaux et du milieu environnemental).

Puis on entame vers proposer les variantes d'évacuateur de crue qui sont adéquats pour un barrage poids, avec le dimensionnement de tous les éléments qui constituent chaque évacuateur d'après les variantes proposées. Après avoir choisi la variante la plus adéquate de côté (réalisation et économie), on aborde vers le chapitre de calcul génie civil qui nous permet de vérifier la stabilité.

Après, on aura une étude sur l'organisation de chantier du barrage en identifiant les étapes à suivre en les respectant par l'utilisation des méthodes d'organisation les plus utilisées en pratique. Par la suite on a le chapitre de protection de travail pour faire diminuer la fréquence et la gravité des accidents de chantier

Finalement, on va parler sur l'influence du barrage sur l'environnement qui l'entoure, car maintenant à cause de risque de pollution chaque projet de construction doit répandre aux certaines exigences pour la protection de la nature.

À la fin de travail une conclusion générale sera donne.

CHAPITRE I :

Présentation de la zone d'étude

I.1. Introduction

Les barrages sont par définitions des ouvrages hydrauliques, qui empêchent sur toute la largeur une section d'une vallée et créent ainsi une cuvette artificielle géologiquement étanche. De manière générale et dans la plupart des cas, la hauteur du barrage dépasse le niveau d'eau atteint par les cours d'eau en période de forte crue. Fondamentalement, les barrages ont deux effets caractéristiques :

- La retenue d'eau créer par le barrage peut le plus souvent contenir une part importante des apports d'eau directs ou dérivés, de même que des matériaux charriés, de glace ou de la neige.
- Le barrage surélève le niveau du plan d'eau à l'amont.

I.2. But des barrages

Le but principal du barrage d'après sa définition, est la rétention d'eaux, qui sert à compenser l'inégalité des apports de la rivière et à adopter l'utilisation et la consommation de l'eau aux besoins. Entre autres la protection contre les crues, et on peut dénombrer d'autres fonctionnalités :

- Protection contre les crues.
- Alimentation en eau potable.
- Améliorations de la navigation.
- Irrigation.
- Production de l'énergie électrique.
- Besoins industriels.

I.3. Présentation générale du site

Le Barrage de **BOUKHROUFA**, implanté à l'extrême de l'Algérie prêt des frontières Algéro-Tunisienne, situé sur l'oued **BOUHALOUFA**, il se trouve à une dizaine de Kilomètre au sud de la ville de **BOUTELDJA** et à une trentaine de Kilomètre au S.O du chef- lieu de la wilaya d'EL- TARF, la localisation géographique du site du barrage est montrée dans la figure ci-dessous, Figure I.01.

L'accès au site du barrage se fait par la route Nationale R. N°44 Reliant **ANNABA** à **EL-KALA**, à la sortie de **BOUTELDJA** on prend la route menant au sud vers le village de **ZITOUNA**.

Les coordonnées du site du barrage sont :

X=**428128.150** m

Y=**4065060.560** m

Z=**63** m

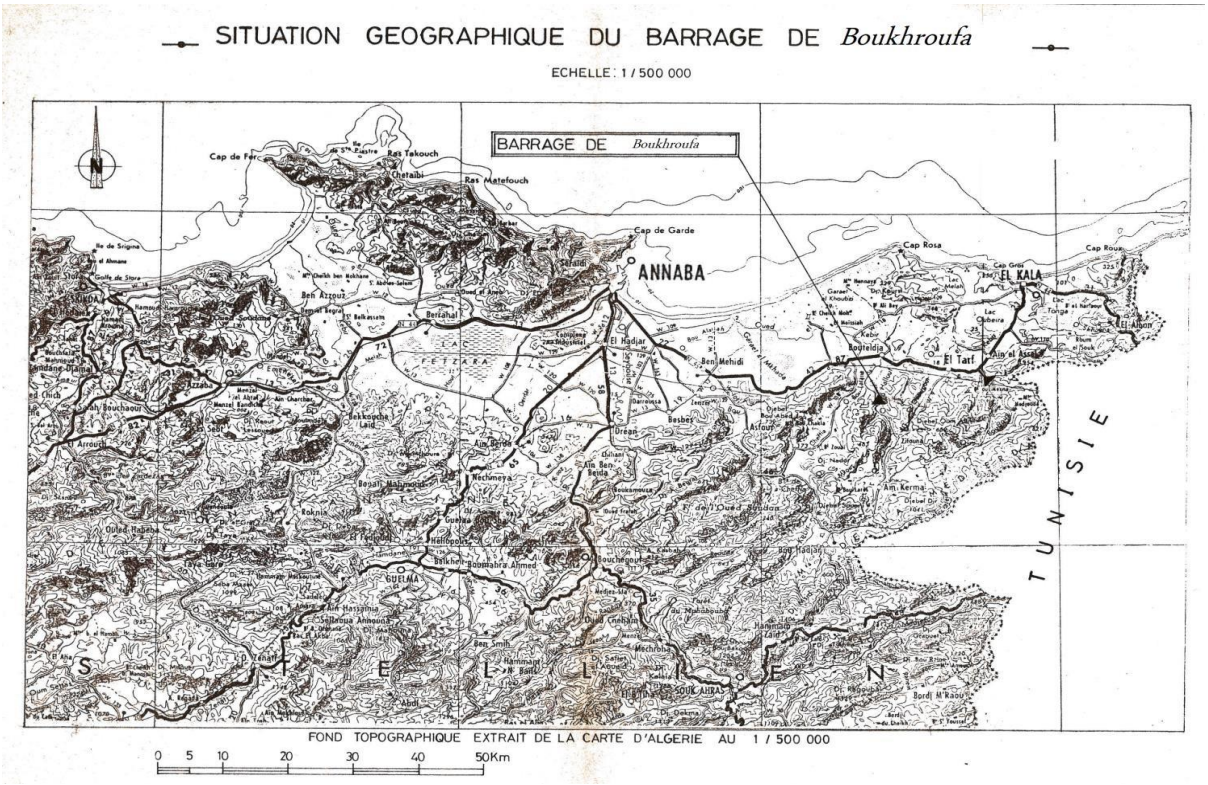


Figure I. 1: Situation géographique du barrage BOUKHROUFA (ANBT)

Avec google earth on à pu avoir une vue aérienne de la région du barrage avec les accèspossibles qui est représentée dans la figure I.02.



Figure I. 2: Vue aérienne de la région du barrage avec les accès possible (ANBT)
(Echelle : 1/500 000)

I.4. Choix du site de barrage

Un intérêt particulier doit être accordé à la collecte des données fiables, dont la consistance dépend principalement de l'approche méthodologique. La présente étude nécessite des données cartographiques, hydrologiques et pluviométriques de la région où se trouve le bassin versant.

La recherche méthodique de sites du barrage est pratiquée lorsqu'il faut trouver un site potentiel de stockage pour répondre à un besoin de ressource en eau dans un secteur donné, qui peut être réduit ou très étendu (un bassin versant de plusieurs km^2). Les principaux critères déterminants du choix du site du barrage sont les suivants :

- Garantir la quantité d'eau qui sera stocké dans la retenue.
- Bonne géologie pour l'emplacement du barrage et de la retenue.
- Un resserrement de la gorge liant les deux rives, soit une vallée étroite.
- Choisir l'emplacement rapproché et facile des zones d'accès existantes, afin d'éviter lacréation d'autres voies pour les engins et la main d'œuvre.
- Un site convenable à l'emplacement des ouvrages annexes.

Cette démarche fait appel aux techniques suivantes :

- Inventaire cartographique sur des cartes topographiques d'échelle appropriée à la taille dela retenue envisagée.
- Photographie aérienne.

- Prospection directe sur le terrain.

Ces trois techniques se complètent et il est toujours préférable de les associer, lorsque cela est possible, chacune apportant des éléments d'information concourant à une meilleure appréciation des caractéristiques du site :

- Cartographie : estimation « précise » des surfaces et des volumes (barrage, retenue, bassin versant) ;
- Photographie aérienne : nature du couvert végétal, occupation des sols (attention à la datede prise de vue, qui doit être la plus récente possible) ;
- Prospection directe : prise en compte de détails morphologiques et autres, premières indications sur la géologie du site, possibilité de repérage de sites de petite taille.

I.5. Choix du type de barrage

Les principaux paramètres à prendre en considération dans le choix du type de barrage sont :

1. Topographie du site :

La topographie consiste en premier lieu à vérifier si l'axe choisi autorise le remplissage de la retenue en fonction des apports du bassin versant. En second lieu vérifier la possibilité d'implantation du barrage et ses ouvrages annexes.

2. Morphologie de la vallée :

La morphologie de la vallée joue un rôle important dans le choix du site et le type du barrageà implanter. Bien entendu, l'emplacement idéal et le plus économique est celui d'un site étroit précédé à l'amont par un élargissement de la vallée. Les vallées larges conviennent mieux à l'aménagement d'un barrage en remblai, un site étroit conviendra mieux à un barrage poids et un autre plus étroit conviendra à une voûte lorsque les fondations le permettent.

3. Conditions géologiques et géotechniques :

La nature, la résistance, le pendage, la fracturation et la perméabilité des formations rencontrées dans le bassin versant, constituent un ensemble de facteurs permettant la détermination du site et du type de barrage à implanter.

- Les fondations rocheuses se prêtent à l'édification de tous les types des barrages.
- Les fondations graveleuses conviennent en général pour les barrages en terre ou en enrochement, mais il faut toujours attribuer des dispositifs d'étanchéité et de drainage

afin de contrôler les fuites et les percolations (risque de renard), et les tassements différentiels.

- Les fondations argileuses impliquent directement le choix des barrages en terre avec des pentes de talus compatibles avec les caractéristiques mécaniques des formations en place.

4. Matériaux de construction :

La disponibilité des matériaux de construction sur le site ou à proximité joue un rôle important (souvent économique) dans le choix du site ai, si que du type de barrage. Le site doit être choisi dans la mesure des autres exigences citées, le plus proche possible des zones d'emprunt.

Après l'analyse technico-économique des variantes semblent comparables de point de vue économique, et le choix qui semble plus convenable par rapport aux conditions du site de barrage BOUKHROUFA tombe sur un barrage en remblais alluvionnaires muni d'un noyau central argileux comme élément d'étanchéité.

I.6. Objectifs de l'aménagement

Le barrage de BOUKHROUFA est programmé dans le cadre de l'aménagement hydraulique de la wilaya d'El Tarf. Il est conçu pour régulariser 73,84 hm^3 d'eau par an provenant des apports propres de l'oued et les volumes transférés d'autres barrages et emmagasiner 125 hm^3 environ.

L'aménagement hydraulique de la wilaya d'El Tarf est composé de deux (02) transferts : Ouest et Est à savoir :

- Transfert Est transfert des eaux à partir du barrage BOUNAMOUSSA vers le barrage de BOULATANE.
- Transfert Ouest : Transfert des eaux à partir de la prise d'eau de l'Oued El Kébir via le barrage BOUKHROUFA vers le barrage de BOULATANE soit un apport annuel d'environ 42,5 Hm^3 à raison de 5,7 m^3/s.

La réalisation de ce barrage permet la création des périmètres irriguées au niveau de la wilaya d'El Tarf, assure une protection contre les inondations qui menacent les habitants et les infrastructures situés en aval, permet également une participation au développement économique et social de la région (création des postes d'emplois au cours de la construction et au moment de l'exploitation des périmètres irrigués)

I.7. Classification de l'ouvrage

La classification est basée sur la constitution de l'ouvrage et sa fondation et en particulier sur les risques attendus à l'aval en cas de rupture de l'ouvrage.et pour connaitre la classe de notre barrage nous avons le tableau suivant :

Tableau I. 1: Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation

Type de sols de fondation	Classes de barrages			
	I	II	III	IV
	Hauteurs de barrage (m)			
Sols rocheux.	>100	70÷100	25÷70	<25
Sols sablonneux, pierreux, terrain argileux non plastique.	75	35÷75	15÷35	<15
Terrain argileux	>50	25÷50	15÷25	<15

D'après le Tableau I. 1: notre barrage appartient à la classe II.

I.8. Conclusion

Le chapitre de présentation de la zone d'étude résume l'ensemble des données nécessaires en commençant par la localisation du site du barrage à construire, choix de type, son objectif d'aménagement et sa description ainsi que la classification de l'ouvrage.

CHAPITRE II :

Etude Géologique et Géotechnique

II.1. Introduction

Une étude géologique et géotechnique est indispensable pour l'élaboration d'un projet de construction hydrotechnique, elle permet d'aborder :

- Les diverses techniques possibles.
- L'identification et choix du site du barrage.
- Les travaux de reconnaissance autorisent l'adaptation du projet au site choisi, avec notamment le choix du type de barrage le mieux adapté au site.
- Le suivi géologique des travaux de construction du barrage.
- La qualité géotechnique des sols sur lesquels seront implantés la digue et les ouvrages annexes, la perméabilité des sols, de la cuvette et les zones d'emprunts des matériaux de construction.

En effet, l'importance primordiale de la connaissance du contexte géologique et géotechnique dans lequel va être intégré l'ouvrage étudié, alliée à la très grande variété des fondations rencontrées, qui fait de chacun d'eux un objet unique, ne permettent pas de définir a priori l'importance et la nature des reconnaissances nécessaires.

II.2. Etude Géologique :

II.2.1. But :

La réalisation d'un projet de barrage nécessite une certaine connaissance d'ordre géologique qui permet de justifier le choix du site et le type de barrage.

Cette étude géologique a pour but d'étudier la géologie du site du barrage et définir les caractéristiques géologiques principales, ainsi que la perméabilité et la stabilité de la digue et de la cuvette et les zones d'emprunts.

II.2.2. Généralité sur la zone d'étude :

La région où se situe le site est une région montagneuse d'altitude moyenne d'environ 400m son aspect monotone correspond à la monotonie des formations géologique qui le constitue, représentées par des alternances de grés et d'argilites numidiennes.

Cette zone de reliefs est découpée transversalement par la vallée de l'oued BOUHALOUFA, assez étroite en amont de l'axe, celle-ci s'élargit considérablement vers l'aval

dépassant parfois les 600m les affluents des deux rives présentent des caractéristiques d'oueds jeunes avec des profils longitudinaux escarpés.

Les grés numidiens totalement déchiquetés en surface se décomposent facilement par l'action d'agents externes en donnant des arènes au pied de roches décolorées.

Les strates d'argilites inter stratifiées dans cette série ont favorisé la formation, le long des pentes, des abrupts plus au moins accuses et d'assez faibles dimensions aux pieds desquels s'accumulent les blocs éboulés (zones d'écroulement) que l'on peut assimiler à de petits glissements.

En générale, on peut dire que la morphologie est partiellement contrôlée par la stratification et que localement, il y a des indications de contrôle structural du drainage, dansla partie aval, l'oued BOUHALOUFA avec un profil longitudinal relativement plat, décrit de vastes boucles (méandres) au milieu des alluvions de son lit majeur dont les épaisseurs dépassent parfois les 25m.

II.2.3. Investigations réalisées et objectifs visés :

Le programme des travaux de reconnaissances inclut des prospections géophysiques, des sondages, tranchées et puits, ainsi que des essais in-situ de perméabilité de type lugeons et Lefranc, des essais SPT (STANDART PENETRATION TEST), des essais pressiométriques et la prise d'échantillons intacts et remaniés.

La localisation des investigations a été déterminée sur la base des résultats de l'étudede faisabilité et du choix des variantes des structures principales des ouvrages.

Un tableau comparatif des différents essais effectuer lors de la présente étude ainsi que lacompagne de faisabilité, a été dressé ci-dessous :

Tableau II. 1: Résultats des essais géotechniques du laboratoire et l'étude de faisabilité (ANBT)

n°	Type des travaux de reconnaissance réalisés		Etude defaisabilité	A.P. D
1	Sondages	Sondages carottés	3	23
		Sondages destructifs pressiométriques	-	8
		Tranchées	-	17
		Puits	-	8
2	Prospections géotechniques	S.E	6	6
		Base sismique	11*110m	16*60m
3	Essais in-situ	Lugeons	30	83
		Lefranc	23	5
		Pressiométrique	-	128
		S.P.T	13	7
4	Echantillons	Intact	-	22
		Remanie	1	13
		Carotte	-	9
		Eaux	-	1
5	Levé Géologique	Ech 1/1000	70	75
		Ech 1/5000	925	625

II.3. Lithologie

La vallée de l'oued BOUHALOUFA dans la zone de l'axe du barrage est creusée dans des alternances d'argilites et de grés appartenant à la série numidienne, vaste ensemble charrié sur les terrains du crétacé, généralement le massif rocheux est recouvert de dépôts colluvionnaires et alluvionnaires.

Les conditions de fondation présentées par le site sont caractérisées par l'hétérogénéité de la lithologie.

II.3.1. Les argilites de Numidie

A l'affleurement, cette formation est pratiquement inexistante, plus facilement érodable en surface, elle donne lieu à la constitution d'un sol argileux identifié par les sondages et par les tranchées excavées, ce sont des argilites gréseuses et occasionnellement des argilites marneuses de couleur variable verdâtres, brunâtres, grisâtres ou noirâtres. Ces roches présentent localement une schistosité de direction parallèle au pendage.

Les argilites se rencontrant en couches plus épaisses que les grés, elles atteignent un maximum de 13m d'épaisseur sur les appuis, et au niveau du site elles représentent de nombreux

miroirs de failles, le plus souvent des altérations argilo-sableuses remplissent les fractures, néanmoins la matrice rocheuse est généralement saine.

II.3.2. Grés de Numidie

Le grès est la seule roche qui affleure sur les deux appuis en amont de l'axe du barrage,il a une couleur variable de blanchâtre a grisâtre et occasionnellement jaunâtre et rougeâtre, sa composition est quartzeuse et le ciment est principalement siliceux.

Les grés se rencontrent en couches moins épaisses que l'argilite, ils atteignent un maximum de 14m d'épaisseur sur les appuis, ils présentent sur l'ensemble du site une intense fracturation ainsi qu'une importante altération.

Les limites entre l'argilite et le grès sont difficilement discernables sur le terrain en raison de l'épaisseur du recouvrement et de la couverture végétale, ce qui rend difficile la reconnaissance des lignes tectoniques régionales.

II.3.3. Les colluvions

Les dépôts colluvionnaires qui recouvrent les versants sont très étendus sur toute la zone du site, provenant de l'altération superficielle des grés et des argilites, leur épaisseur est de 1-1.5m sur les parties hautes des versants, et 2.5m sur les parties basses à la limite de la plaine.

Ces colluvions sont donc constituées par des fragments de grés et d'argilites allant jusqu'à une échelle décimétrique dans une matrice argilo-sableuse.

II.3.4. Les alluvions

Les dépôts alluvionnaires appartenant au lit actuel et à la base terrasse de l'oued BOUHALOUFA sont constitués d'argile et limon, de sable argileux et d'argile sableuse,

Le passage au substratum se fait généralement par des dépôts grossiers sablo- graveleux, et il apparait sur les coupes géologiques que l'épaisseur maximale au-dessus du substratum est de 24.2m.

II.4. Les failles

La compagne de reconnaissance géologique de surface, les travaux de reconnaissance par sondage, tranchées et l'application de diverses méthodes géophysique permettent de mettre en évidence l'existence de quatre failles et zones de broyage a remplissage, brécho- argileuse d'épaisseur métrique qui traversent la zone du site.

Les failles mises en évidence sont principalement de direction subparallèle a l'oued BOUHALOUFA dans sa partie amont et centrale, ces failles se traduisent dans les affleurements des gros bancs de grés par des zones très fracturées sur plusieurs mètres ainsi que par l'existence de discontinuités nombreuses présentant des stries de glissement.

Faille01 : Elle a été observée en photographies aériennes et confirmé par la géophysique.

Faille02 : De direction subparallèle de la stratification, elle à été observée sur la piste de rive droite en amont de l'axe, ou affleurent de gros bancs de grés.

Faille03 : Elle a été observée et repérée sur la rive droite au niveau de la zone du glissement du terrain a la coté 70, ce plan de glissement qui a facilité l'écroulement des masses rocheuses.

Faille04 : A été observée sur le même affleurement que la faille 02 de direction parallèle à l'oued en amont de l'entrée de la galerie de dérivation provisoire.

Généralement et étant donné la faible variation de la stratification associée à une dispersion des fractures, on peut affirmer qu'il n'existe pas de grandes déformations tectoniques dans la région de l'axe du barrage.

Dans les sédiments alluvionnaires, on n’a pas observé d'indices de teutonisme récent, car les couches dans les sondages présentent des structures sédimentaires sans aucun indice de déformation.

II.5. Stratigraphie au site du barrage

La vallée de l'oued BOUHALOUFA dans la zone de la cuvette du barrage est creusée dans des alternances d'argilites et de grés appartenant à la série numidienne, vaste ensemble charrié sur les terrains du crétacé.

Généralement le massif rocheux est couvert d'une mince couche de colluvions sur les versants et par des dépôts alluvionnaires dans la vallée, les grés de Numidie se détachent du relief à cause de leur résistance différentielle a l'érosion, les argilites de Numidie : peu reconnaissables en surface à cause de leur susceptibilité à l'action des intempéries.

II.5.1. Les formations superficielles

Les versants sont composés de colluvions argilo-sableuses d'une épaisseur de 2 à 4m et dans la vallée par des alluvions constituées par des limons, sable, argiles et graves sableuses appartenant aux terrasses récentes et au lit actuel de l'oued BOUHALLOUFA.

La cuvette : on n'observe pas de discontinuités significatives dans les systèmes principaux des structures géologique au niveau des affleurements, et on peut remarquer deux systèmes principaux dans l'orientation des fractures N-NE et O-NO.

II.6. Hydrogéologie

La connaissance de la nature des matériaux des alluvions et de rocher de fondation de la région permettent de distinguer au moins deux nappes, celle des alluvions au fond de la vallée et celle des grés de Numidie, Dans la plaine le niveau phréatique présente une variation importante entre les périodes humides et sèches.

La nappe aquifère des grés de Numidie a été mise en évidence dans la zone de la cuvette par des petites sources qui jalonnent le contact grés et argilites sous-jacentes, ces dernières constituent des écrans étanches, les débits de ces sources sont faibles, de l'ordre de 0.5 à 1 L/min.

La connaissance de la nature pétrographique des grés et du système de discontinuités qui le recoupent permet de penser que le massif rocheux est perméable.

II.6.1. Stabilité des versants

Dans la zone à inonder par la future retenue, il est fréquent qu'il y'ait des éboulis de pente et des zones d'écoulements de roches, ces phénomènes identifient la présence d'affleurements de roches gréseuses, le phénomènes de reptation des sols sont liés aux sols d'altération superficielles du substratum ainsi qu'aux colluvions des versants et au niveau du site du barrage et en rive droite est mis en évidence un glissement (écroulement) dans les grosbancs de grés, et qui n'atteint pas une importance significative.

Les glissements peuvent jouer un rôle important au niveau des ouvrages mais sont cependant peu volumineux à l'échelle de la retenue pour y faire attention et prévoir ainsi des mesures de protection spéciales, et le phénomène de marnage pourrait avoir pour effet de rendre instables les sols argileux et les argilites dont le pendage serait voisin de l'angle de frottement.

La couverture végétale de la zone de la retenue est importante et devrait en principe permettre une atténuation du phénomène d'érosion des versants.

II.7. Fondation de l’évacuateur de crue

L'évacuateur de crue est situé sur la rive droite et son axe est perpendiculaire à l'axe du barrage, le radier de l'évacuateur sera entièrement entaillé dans le massif rocheux, sur toute la longueur du coursier, le massif rocheux est très altéré, dans la zone du déversoir ou affleurement de gros bancs de grés, les conditions géologiques seront plus favorables.

II.8. Sismicité :

II.8.1. Introduction :

Selon les modèles géotechniques actuels, le continent africain situé sur la plaque du même nom est en collision avec la plaque eurasienne le long d'une ligne qui s'étend de Gibraltar jusqu'à la Turquie à l'est en traversant l'Algérie.

II.8.2. Sismicité régionale :

La sismicité de la région de BOUHALOUFA est évaluée dans un rayon de 200km autour du site de barrage, à la base de la carte des épicentres, les cartes géologiques de l'Algérie et de la Tunisie ont servi de support.

On remarque que dans la zone immédiate du site, aucun séisme important n'a été enregistré, cependant les ouvrages de génie civil construit dans cette région ressentiront les effets des séismes de la région de Constantine, Guelma et de la vallée de Medjerda qui se manifestent par une activité sismique importante.

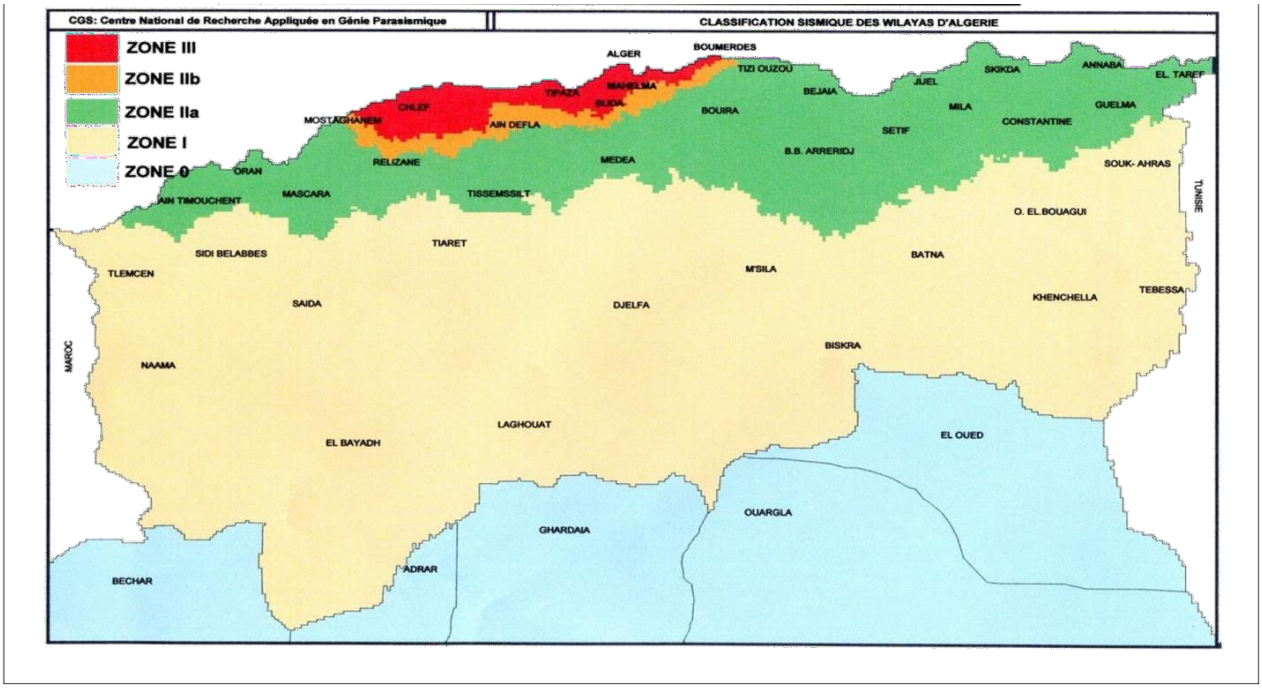


Figure II. 1: Carte de zonage sismique du territoire national.

Source : R.P.A (99) / APRES ADDENDA (source A.N.B.T)

Tableau II. 2: Coefficients d'accélération du séisme.

Zone I	**Zone II-a**	Zone II-b	Zone III	Classification des ouvrages selon leur importance
0.15	0.25	0.30	0.40	Ouvrages d'importance Vitale
0.12	**0.20**	0.25	0.30	**Ouvrages de Grande importance**
0.10	0.15	0.20	0.25	Ouvrages courants
0.07	0.10	0.14	0.18	Ouvrages de faible importance

Pour le calcul de la stabilité nous avons classé notre ouvrage groupe d'usage 3 selon le RPA (c'est-à-dire ouvrage de grande importance), notre ouvrage est implanté dans la wilaya de EL TARF classe **Zone II-a** selon le règlement parasismique Algérien RPA .99. (2003).

II.8.3. Evaluation des caractéristiques du séisme de projet

Pour les grands ouvrages de Génie civil l'évaluation des caractéristiques du séisme à prendre en compte dans les calculs est élément important, la détermination de ces caractéristiques du séisme de projet peut être évalué par la méthode déterministe, statistique ou de l'intensité maximum.

L'examen des cartes des épicentres montrent que la zone proche du site de barrage n'est pas directement affectée par des séismes importants, cependant elle ressent parfois violement les

secousses des régions avoisinantes nettement plus actives (Vallée de la Medjerda, Guelma, Constantine).

L'ensemble des considérations développées auparavant nous conduisent à estimer une valeur d'accélération au sol de 0.2 pour le séisme de projet, et de 0.35G pour le séisme exceptionnel.

II.9. Conclusion :

Le site de barrage de BOUHALOUFA de morphologie large présente une structure monoclinale de pendage (20°) aval légèrement tourné vers la rive droite, et constitué par une alternance d'argilite et de grés du numidien d'épaisseur variable.

Ces formations sont recouvertes sur les rives par un épais manteau de colluvions argileuse emballent des éléments gréseux.

Les conditions géologique et géotechniques ainsi que la nature et la quantité des matériaux disponibles nous conduisent à rejeter les variantes d'ouvrage rigides et à proposer de construire un barrage souple en terre, et l'ensemble des ouvrages annexes sera concentré sur la rive droite vu les conditions géologique relativement plus favorables qui y règnent.

Il est impératif de fonder la digue :

- Sur les rives après excavation des colluvions sous toute l'emprise de la digue.
- Dans la vallée, nous proposons de fonder la digue sur les alluvions graveleuses après excavation des deux niveaux supérieurs (argiles limoneuses et sable argileux).
- Le niveau important de perméabilité mis en évidence, impose la réalisation d'un voile d'injection qui devra fermer toutes possibilités d'infiltration amont aval des eaux.

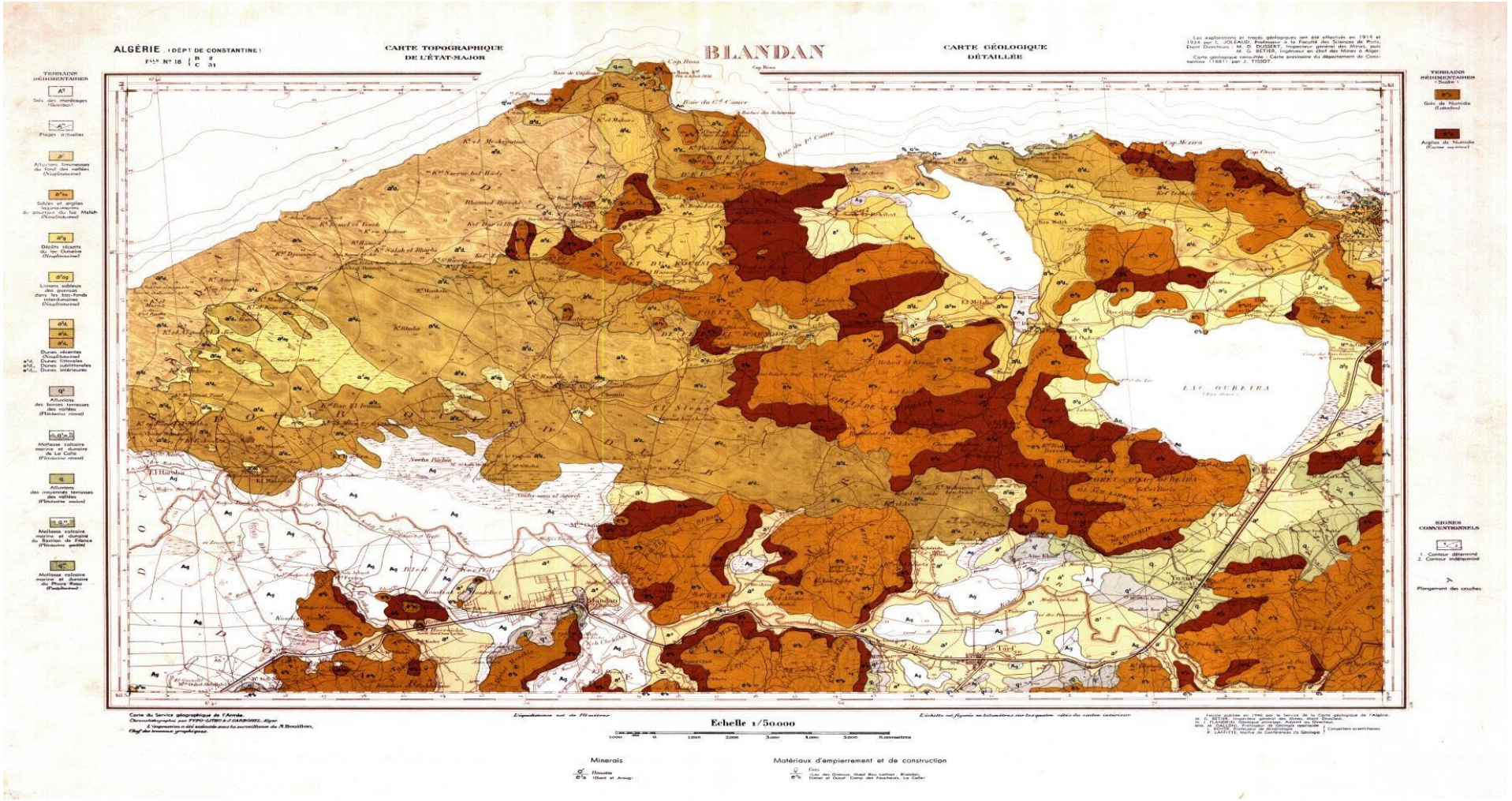


Figure II. 2: Carte géologique de la région d'étude (ANRH)

CHAPITRE III :

Etude Hydrologique

III.1. Introduction

On définit l'hydrologie comme étant la science qui traite des eaux que l'on trouve à la surface de la Terre, ainsi qu'au-dessus et au-dessous, de leur formation, de leur circulation et de leur distribution dans le temps et dans l'espace, pour cela le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages hydrauliques sont liés à une évaluation correcte de l'importance de la crue. Dans ce cadre nous procédons dans une étude hydrologique du bassin versant de l'oued **BOUHALLOUFA** pour déterminer certains paramètres de base pour la réalisation du barrage, comme le volume mort, le volume utile, le débit régularisé, le débit de crues, le débit solide, le laminage des crues…etc.

III.2. Bassin versant

III.2.1. Définition du bassin versant

Le bassin versant est un espace géographique dont les apports hydriques naturels sont alimentés exclusivement par les précipitations, et dont les excès en eaux ou en matières solides transportés par l'eau forment à un point unique de l'espace une embouchure ou exutoire.

Aujourd'hui, en hydrologie, les termes bassin et bassin versant sont synonymes. Ils désignent :

- Soit la totalité de l'espace drainée par un système fluvial quel que soit sa taille.
- Soit une partie de cet espace (par ex., le bassin versant d'un affluent ou d'un sou affluent).
- Soit encore la superficie, même très petite, drainée par un cours d'eau quelconque en amont d'un point précis qui est souvent une station de jaugeage (ex. les petits bassins versants "d'investigation" ou "expérimentaux" ou "représentatifs").

III.2.2. Comportement hydrologique

L'analyse du comportement hydrologique d'un bassin versant s'effectue le plus souvent par le biais de l'étude de la réaction hydrologique du bassin face à une sollicitation (la précipitation). Cette réaction est mesurée par l'observation de la quantité d'eau qui s'écoule à l'exutoire du système. La représentation graphique de l'évolution du débit **Q** en fonction du temps **t** constitue un hydrogramme de crue. La réaction du bassin versant peut également être représentée par un limnigramme qui n'est autre que la représentation de la hauteur d'eau mesurée en fonction du temps.

III.2.3. Caractéristiques morphologiques du bassin versant

- **Superficie :**

C'est le paramètre le plus important du bassin parce qu'il permet de contrôler l'intensitéde plusieurs phénomènes hydrologiques tels que le débit le volume de précipitation ou d'infiltration, elle est déterminée par le planimètre.

S = 176.5 km²

- **Périmètre :**

Il correspond à la longueur de la limite extérieure du bassin, il est déterminé à l'aide d'un curvimètre.

P = 72 km

- **Longueur du thalweg principale**

Le thalweg principal représente la cour d'eau qui a la longueur la plus grande dans le bassin suivant logiciel ArcGIS on a :

$$L_{cd} = 31.4 \text{ Km}$$

- **Altitude maximale, moyenne et minimale du Bassin versant :**

Elles sont obtenues directement à partir de cartes topographiques. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considère le point le plus bas, généralement à l'exutoire. Ces deux données deviennent surtout importantes lors du développement de certaines relations faisant intervenir des variables climatologiques telles que la température, la précipitation et le couvert neigeux. Elles déterminent l'amplitude altimétrique du bassin versant et interviennent aussi dans le calcul de la pente

- Altitude maximale : $H_{Max} = 1046\text{m}$
- Altitude minimale : $H_{Min} = 24\text{m}$
- Altitude moyenne : $H_{Moy} = 290.71\text{m}$

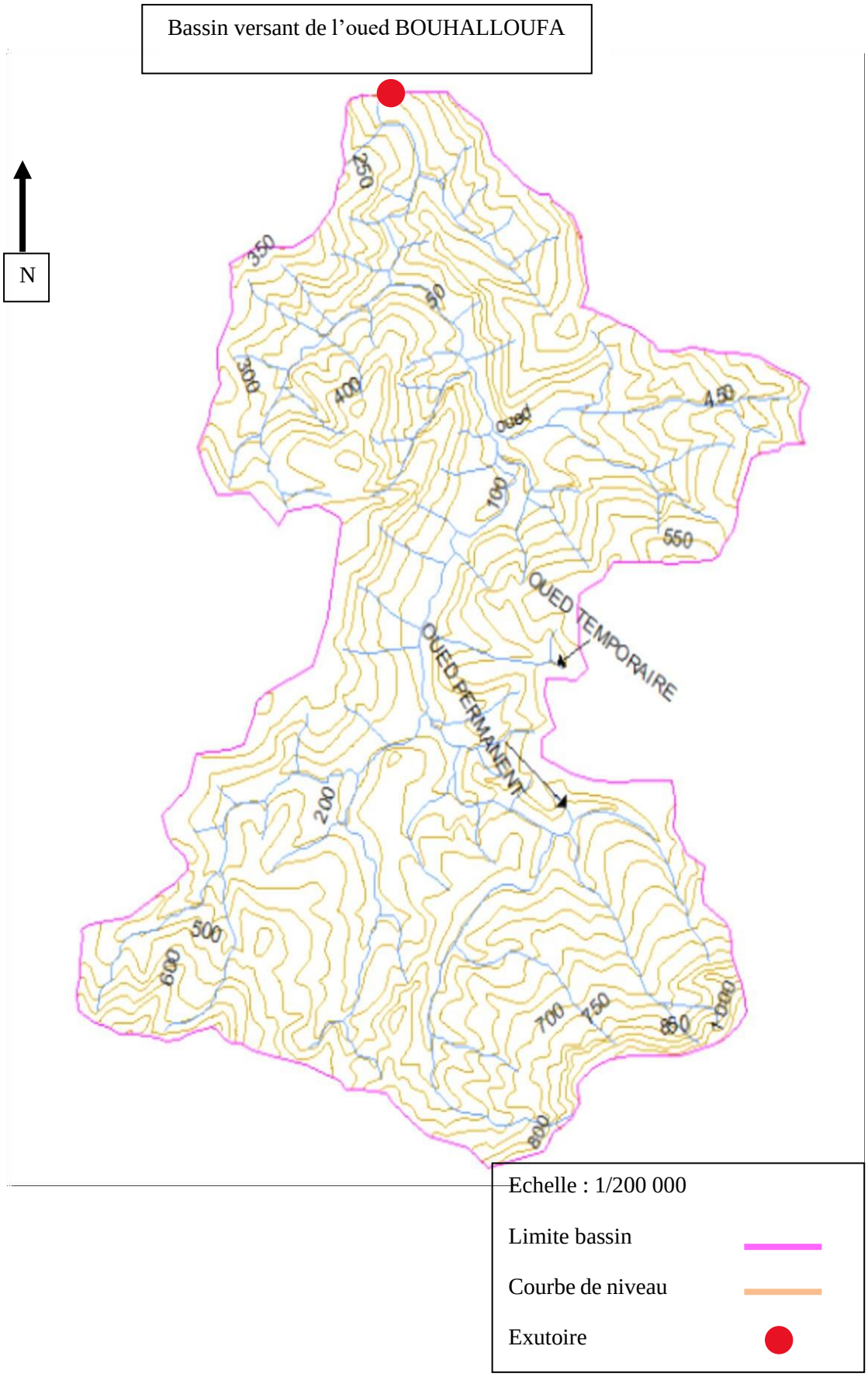


Figure III. 1: Le bassin versant de l'oued BOUHALOUFA

- **Indice de compacité de Gravelius :**

Le coefficient Kc représente le rapport entre le périmètre du bassin versant et le périmètre du cercle qui a la même superficie du bassin.

On a: $\mathbf{K_c = \frac{P}{Pc}}$ ……..…..……..…. (III.1)

Avec

P : périmètre du bassin versant.

Pc=2πr : périmètre du cercle de la même superficie du bassin

On a : $S = \pi \times r^2 \quad \rightarrow \quad r = \sqrt{\frac{S}{\pi}} \quad \rightarrow \quad P_C = 2\pi \times \sqrt{\frac{S}{\pi}}$

S : surface du bassin versant.

Alors : $\mathbf{K_C = \frac{P}{2\pi \times \sqrt{\frac{S}{\pi}}} \rightarrow K_C = 0.282 \times \frac{P}{\sqrt{S}}}$ ……..... (III.2)

AN : $K_c = 0.282 \times \frac{72}{\sqrt{176.5}}$

$$\mathbf{K_C} = 1.528$$

On a : $Kc \leq 1.128$ → Bassin ramassé.

$Kc > 1.128$ → Bassin allongé.

Dans notre cas on a trouvé que $\mathbf{Kc} = 1.528$ alors on peut dire que notre bassin est allongé.

- **Rectangle équivalent ou rectangle de Gravelius :**

La notion de rectangle équivalent ou rectangle de Gravelius, introduite par Roche (1963), permet de comparer facilement des bassins versants entre eux, en ce qui concerne l'influence de leurs caractéristiques sur l'écoulement.

Le bassin versant rectangulaire résulte d'une transformation géométrique du bassin réel dans laquelle on conserve la même superficie, le même périmètre (ou le même coefficient de compacité) et donc par conséquent la même répartition hypsométrique. Les courbes de niveau deviennent des droites parallèles aux petits côtés du rectangle. La climatologie, la répartition des sols, la couverture végétale et la densité de drainage restent inchangées entre les courbes de niveau.

Si **L** et **l** représentent respectivement la longueur et la largeur du rectangle équivalent, alors :

Le périmètre du rectangle équivalent [**P=2(L+l)].**La surface du rectangle équivalent **[A=L. l].**

Le coefficient de compacité **[K= 0.28 $\frac{P}{\sqrt{A}}$]**.

$$L=\frac{K_G.\sqrt{A}}{1.12}.\left(1+\sqrt{1-\left(\frac{1.12}{K_G}\right)^2}\right) \quad \text{(III.3)}$$

Si $\boldsymbol{K_G \geq 1.12}$

$$L=\frac{1.53.\sqrt{176.5}}{1.12}.\left(1+\sqrt{1-\left(\frac{1.12}{1.53}\right)^2}\right)=30.51 \text{ km}$$

D'où : L=30.51km

Donc : $l=\frac{176.5}{30.51}$ =5.79 km

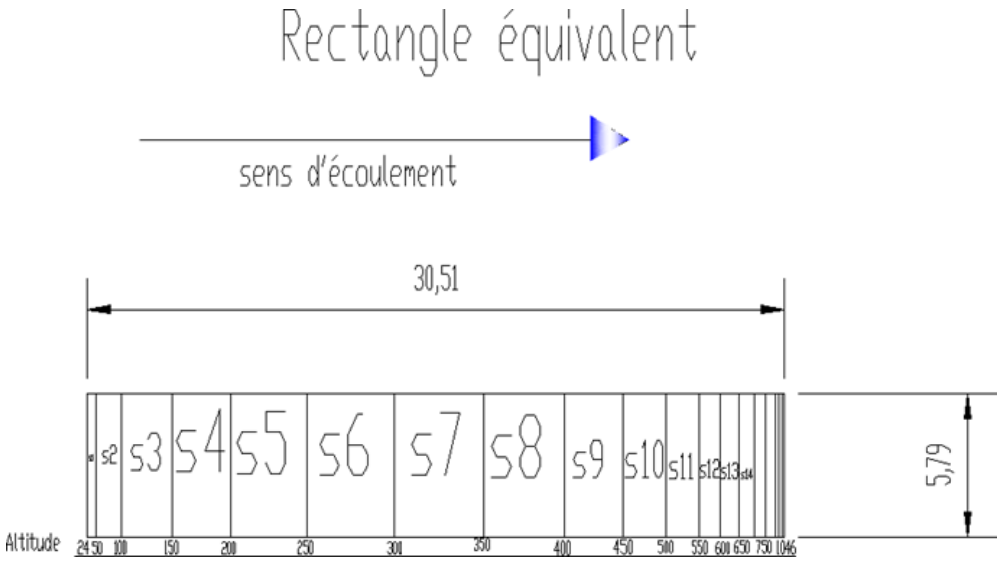


Figure III. 2: Rectangle équivalent

- **Coefficient d'allongement Kp**

On a :

$$\boldsymbol{K_P=\frac{L_{cd}^2}{S}} \quad \text{(III.4)}$$

Avec L_{cd}: longueur du thalweg principale.

S : superficie du bassin versant.

AN : $K_p=\frac{31.4^2}{176.5}$

$$K_P=5.586$$

Plus La valeur du coefficient Kp est grande, le bassin est allongé (c'est-à-dire le temps que fait une goutte d'eau pour arriver à l'exutoire sera long, signifie que le temps de concentration est important). Dans notre cas le coefficient d'allongement est grand alors le temps de concentration est grand.

III.2.4. Paramètres du relief

L'influence du relief sur l'écoulement se conçoit aisément, car de nombreux paramètres hydrométéorologiques varient avec l'altitude (précipitations, températures… etc.) et la morphologie du bassin. En outre, la pente influe sur la vitesse d'écoulement. Le relief se détermine lui aussi au moyen d'indices ou de caractéristiques suivants.

III.2.4.1. La courbe hypsométrique

L'hypsométrie du bassin versant représente les différentes classes de la surface du bassin par rapport à la hauteur.

La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude.

Elle porte en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude représentée en ordonnée. Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude.

Les courbes hypsométriques demeurent un outil pratique pour comparer plusieurs bassins entre eux ou les diverses sections d'un seul bassin. Elles peuvent en outre servir à la détermination de la pluie moyenne sur un bassin versant et donnent des indications quant au comportement hydrologique et hydraulique du bassin et de son système de drainage.

Tableau III. 1: Surface hypsométriques du bassin d'oued BOUHALOUFA

Hauteur(m)	Hauteur Moyenne(m)	Polygone	Surface (Km2)	Surface (%)	surface Cumulees (%)
24-50	37	1	2,20	1,25	1,25
50-100	75	2	6,48	3,67	4,92
100-150	125	3	12,82	7,26	12,18
150-200	175	4	14,71	8,34	20,51
200-250	225	5	19,45	11,02	31,53
250-300	275	6	22,04	12,49	44,02
300-350	325	7	22,70	12,86	56,88
350-400	375	8	20,47	11,60	68,48
400-450	425	9	14,94	8,46	76,94
450-500	475	10	10,86	6,15	83,09
500-550	525	11	8,25	4,68	87,77
550-600	575	12	5,47	3,10	90,87
600-650	625	13	4,79	2,71	93,58
650-700	675	14	3,71	2,10	95,68
700-750	725	15	2,81	1,59	97,27
750-800	775	16	1,65	0,94	98,21
800-850	825	17	1,04	0,59	98,80
850-900	875	18	0,86	0,49	99,28
900-950	925	19	0,71	0,40	99,68
950-1000	975	20	0,40	0,23	99,91
1000-1046	1023	21	0,16	0,09	100,00

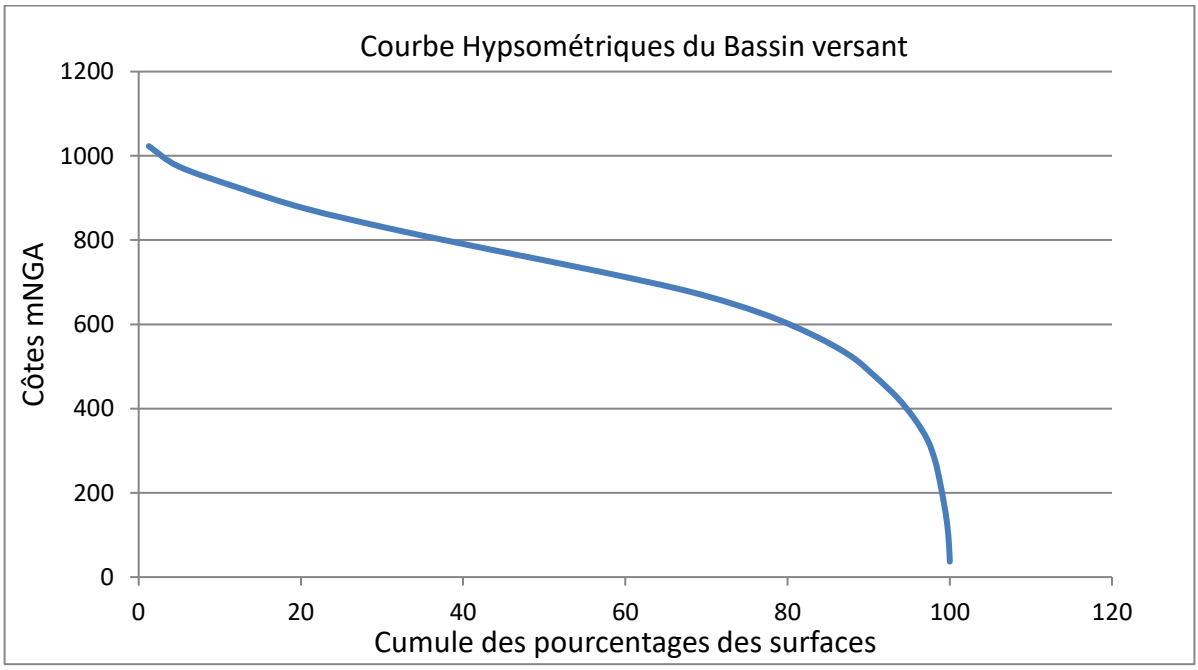


Figure III. 3: Courbe hypsométrique du bassin versant d'oued BOUHALOUFA.

Tableau III. 2: Détermination de H50%, H5% et H95%

Altitudes	Valeur (m NGA)
H50%	350
H5%	710
H95%	130

III.2.4.2. L'altitude moyenne du bassin versant

L'altitude moyenne se déduit directement de la courbe hypsométrique. On peut la définir comme suit :

$$H_{moy} = \frac{\sum(Hi \times Si)}{St}$$

Avec :

H_{moy} : altitude moyenne du bassin [m] ;

S_i : aire comprise entre deux courbes de niveau [km2] ;

H_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveau [m] ;

S : superficie totale du bassin versant [km2].

L'altitude moyenne est peu représentative de la réalité. Toutefois, elle est parfois utilisée dans l'évaluation de certains paramètres hydrométéorologiques ou dans la mise en œuvre de modèles hydrologiques.

Tableau III. 3: Produit des surfaces par les altitudes du bassin

Altitude Moyenne (m)	Surface (km)	Hi*Si
37	2,19	81,31
75	6,47	485,94
125	7,26	907,69
175	8,33	1458,72
225	11,01	2479,14
275	12,48	3434,55
325	12,86	4179,73
375	20,46	7675,66
425	14,93	6347,60
475	10,85	5157,50
525	8,25	4332,88
575	5,46	3144,75
625	4,79	2994,45
675	3,70	2503,23
725	2,80	2035,82
775	1,65	1282,41

825	1,03	854,30
875	0,85	751,49
925	0,70	652,84
975	0,39	388,02
1023	0,15	162,86

Donc :

$$H_{moy} = \frac{51311}{176.5}$$

$$H_{moy} = 290.71m$$

III.2.4.3. La pente moyenne du bassin versant

La pente moyenne est une caractéristique importante qui renseigne sur la topographie du bassin. Elle est considérée comme une variable indépendante. Elle donne une bonne indication sur le temps de parcours du ruissellement direct c.à.d. le temps de concentration($\mathbf{T_c}$) et influence directement le débit de pointe lors d'une averse.

Plusieurs méthodes ont été développées pour estimer la pente moyenne d'un bassin. Toutes se basent sur une lecture d'une carte topographique réelle ou approximative. La méthode proposée par Carlier et Leclerc (1964) consiste à calculer la moyenne pondérée des pentes de toutes les surfaces élémentaires comprises entre deux altitudes données. Une valeur approchée de la pente moyenne est alors donnée par la relation suivante :

$$i_m = \frac{D - L}{S}$$

Où :

i_m : pente moyenne [%],

L : longueur totale de courbes de niveau [km],

D : équidistance entre deux courbes de niveau [m],

S : surface du bassin versant [km²].

Cette méthode de calcul donne de bons résultats dans le cas d'un relief modéré et pour des courbes de niveau simples et uniformément espacées. Dans les autres cas, il convient de styliser les courbes de niveau pour que leur longueur totale ait un sens réel vis-à-vis de la pente.

Le calcul de la pente moyenne tout comme celui de leur exposition (orientation des pentes) peut-être assez facilement automatisée en se basant sur des données numériques représentant la topographie des bassins versants (Modèle Numérique d'Altitude).

$$i_{moy} = \frac{50.10^{-3}.644.4}{176.5}.100\% = 18.26\%$$

III.2.5. Les indices de pentes :

Leur connaissance est d'une grande importance car il est évident que les eaux ruissellent d'autant plus que la pente des versants est grande. Ils permettent de donner une classification pour les bassins versant et nous renseigne sur la topographie du bassin.

III.2.5.1. Indice de pente globale$\mathbf{I_g}$

Cet indice est calculé par la relation suivante :

$$\mathbf{I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L}} \text{.....(III.7)}$$

Avec :

D: Dénivelée entre $H_{5\%}\ et\ H_{95\%}$ en (m)

L: Longueur du rectangle équivalent (km).

$H_{5\%}\ et\ H_{95\%}$ Sont lues sur la courbe hypsométrique. Elles sont respectivement les hauteurs des surfaces $S_{5\%} et\ S_{95\%}$.

AN: $I_g = \frac{710-130}{30.51.10^3}.100\%$ =1.9%

I_g=19.01 m/Km → I_g=0.01901 m/m

Tableau III. 4: Classification du relief (in Touaibia, 2004)

Rlief		**Ig**
1	Très faible	$Ig < 0.002$
2	Faible	$0.002 < Ig < 0.005$
3	Assez faible	$0.005 < Ig < 0.01$
4	Modéré	$0.01 < Ig < 0.02$
Relief		**Ig**
5	Assez fort	$0.02 < Ig < 0.05$
6	Fort	$0.05 < Ig < 0.1$
7	Très fort	$0.05 < Ig$

D'après cette classification, le bassin présente un relief d'une pente modéré.

Dénivelée spécifique Ds :

A la différence de l'indice globale Ig, la dénivelée spécifique D_s est indépendante de la surface et permet alors de comparer des bassins versants de tailles différentes (Merrien-Soukatchoff, 2004). Elle est donnée par la formule suivante :

$$\boldsymbol{D_s = D.\sqrt{\frac{l}{L}}}$$

D : dénivelée entre H5% et H95% (m).

L : longueur du rectangle équivalent (km).

l : largeur du rectangle équivalent (km).

$$D_s = 0.580 \times \sqrt{\frac{5.79}{30.51}} = 252.66\text{m}$$

Tableau III. 5: Classification du relief

Relief		**Ds**
1	Très faible	Ds < 10
2	Faible	10⩽Ds⩽25
3	Assez faible	25< Ds ⩽50
4	Modéré	50< Ds ⩽100
5	Assez fort	100< Ds ⩽250
6	Fort	250< Ds ⩽500
7	Très fort	Ds > 500

Remarque : la surface de notre bassin est supérieure à 25 km^2 donc on prend la classification du relief de la dénivelé spécifique alors : un relief fort

III.2.5.2. Indice de pente de Roche I_p

M. Roche a proposé un indice de pente qui caractérise la pente globale du bassin versant. Cet indice représente la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondérée par les surfaces comprises entre deux courbes de niveau H_i et H_{i-1}. Il s'exprime par la formule suivante :

$$\boldsymbol{I_p} := \frac{1}{\sqrt{L}} \sum \sqrt{Si.Di}$$

L : longueur du rectangle équivalent (km).

Si : Surface partielle (%) comprise entre deux courbes de niveau consécutives.

Di : dénivelée (m).

Les résultats sont représentés dans le tableau (III .6).

Tableau III. 6: Résultats de calcul de l'indice de pente.

Altitude (m)	Di=Hi-Hi-1 (m)	Si (km²)	Surface %	Si*Di	$\sqrt{Si.Di}$
24-50	26	2,20	1,25	32,37	0,05690
50-100	50	6,48	3,67	183,55	0,13548
100-150	50	12,82	7,26	363,08	0,19055
150-200	50	14,71	8,34	416,78	0,20415
200-250	50	19,45	11,02	550,92	0,23472
250-300	50	22,04	12,49	624,46	0,24989
300-350	50	22,70	12,86	643,04	0,25358
350-400	50	20,47	11,60	579,84	0,24080
400-450	50	14,94	8,46	423,10	0,20569
450-500	50	10,86	6,15	307,59	0,17538
500-550	50	8,25	4,68	233,80	0,15291
550-600	50	5,47	3,10	154,93	0,12447
600-650	50	4,79	2,71	135,73	0,11650
650-700	50	3,71	2,10	105,06	0,10250
700-750	50	2,81	1,59	79,55	0,08919
750-800	50	1,65	0,94	46,88	0,06847
800-850	50	1,04	0,59	29,33	0,05416
850-900	50	0,86	0,49	24,33	0,04933
900-950	50	0,71	0,40	19,99	0,04471
950-1000	50	0,40	0,23	11,27	0,03358
1000-1046	46	0,16	0,09	4,15	0,02037
Somme					2,80332

$$\boldsymbol{I_p}: = \frac{2.80332}{\sqrt{30.51}} = 0.50\%$$

III.2.5.3. Indice de pente moyenne $\boldsymbol{I_{pm}}$

Rapport de la hauteur (Hmax-Hmin) sur la longueur du rectangle équivalente. On a la relation suivante :

$$\boldsymbol{I_{pm}} = \frac{\boldsymbol{H_{max}-H_{min}}}{\boldsymbol{L}} \text{ ……..…….... (III.8)}$$

Avec :

H_{max}: Hauteur maximale du bassin versant.

H_{min}: Hauteur minimale du bassin versant.

L : Longueur de rectangle équivalent.

AN: $$I_{pm} = \frac{1046-24}{30.51.10^3}.100\%=3.35$$

$$I_{pm}=33.5 \text{ m/Km} \rightarrow I_{pm}=0.033 \text{ m/m}$$

III.2.6. Caractéristiques hydrographiques

III.2.6.1. Réseau hydrographique

Le réseau hydrographique est l'un des caractéristiques les plus importants dans les études des bassins versants, la forme du réseau hydrographique est différente d'un bassin à un autre, cette différence est due au certain paramètre telle que : la géologie, le climat, la pente du terrain et la présence humaine.

La figure ci-dessous représente le réseau hydrographique du bassin BOUHALOUFA déterminé par Arc-gis 10.5.

- **Hiérarchisation du réseau**

La ramification d'un cours d'eau est établie en affectant un système de numérotation à chaque tronçon du cours d'eau en fonction de son importance. Selon la classification de Schumm Strahler (1957).

- Tout cours d'eau dépourvu d'affluent est d'ordre 1.
- Au confluent de deux cours d'eau de même ordre n, le cours d'eau résultant est d'ordre n + 1.
- Le cours d'eau formé par la confluence de deux cours d'eau d'ordre différent prend l'ordre du plus élevé des deux

Un bassin versant à l'ordre du plus élevé de ses cours d'eau, soit l'ordre du cours d'eau principal à l'exutoire.

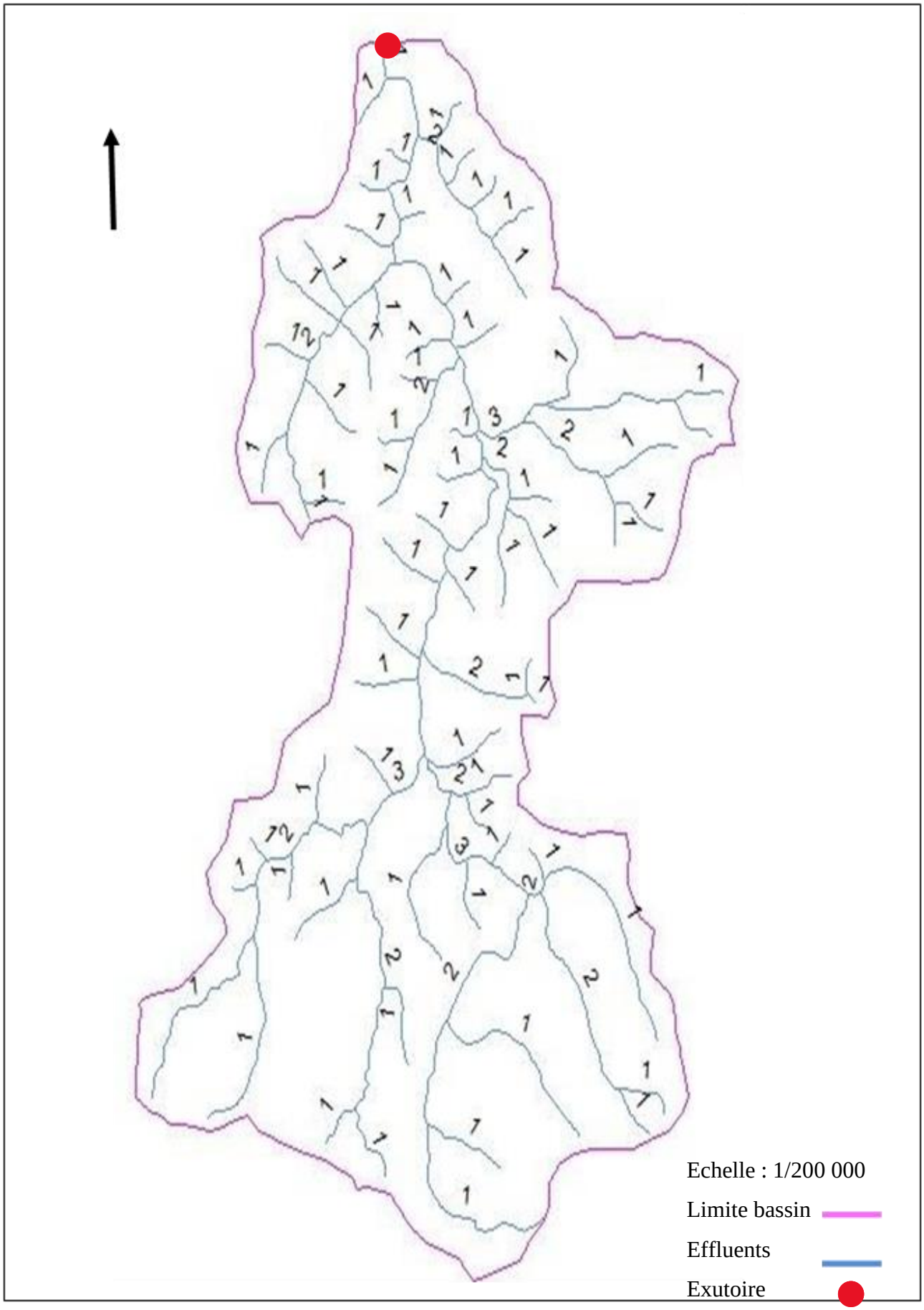


Figure III. 4: Réseau hydrographique du bassin versant de oued BOUHALLOUFA.

III.2.6.2. Pente moyenne du coure d'eau principale

La pente moyenne du cours d'eau représente comme étant le rapport entre le dénivelé sur la longueur entre deux points suffisamment éloignés du thalweg, elle est exprimée par la formule suivante :

$$\boldsymbol{I_e = \frac{\Delta H}{\Delta l}} \text{……..……..... (III.9)}$$

Avec ΔH: Dénivelée entre deux points suffisamment distants (m).

Δl: Longueur du cours d'eau (km).

AN: $\Delta H = 1046 - 24 = 1022\ m \quad et \quad \Delta l = 31.4\ Km$

$$I_e = \frac{1022}{31400} \times 100\% = 3.25\%$$

$$\text{Ie}=32.54\ \text{m/Km} \rightarrow \text{Ie}=0.3254\ \text{m/m}$$

III.2.6.3. Densité de drainage

Elle est définie comme étant le rapport de la longueur totale de tous les cours d'eaux Li sur la surface totale du bassin versant S, elle reflet sur : la dynamique du bassin, la stabilité de la chevelu hydrographique et type de ruissèlement de la surface. Exprimer en $^{Km}/_{Km^2}$ par la relation suivante et les données déterminées par l'Arc-gis 10.5 :

$$\boldsymbol{D_d = \frac{\sum_{i=1}^{n} L_i}{S}} \text{……..…. (III.10)}$$

Avec Li: La sommes des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i (km).

S : Surface du bassin versant (Km2).

AN $D_d = \frac{181.848}{176.5}$

$$D_d = 1.03 \frac{Km}{Km^2}$$

III..2.6.4. La densité hydrographiques coefficient de torrentialité

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

$$\mathbf{F}=\frac{\sum_{i=1}^{n} N_i}{S}$$

Où :

F : densité hydrographiquekm^{-2} ;

Ni : nombre de cours d'eau ;

S : superficie du bassinkm^2.

En somme, les régions à haute densité de drainage et à haute densité hydrographique (deux facteurs allant souvent de pair) présentent en général une roche mère imperméable, un couvert végétal restreint et un relief montagneux. L'opposé, c'est-à-dire faible densité de drainage et faible densité hydrographique, se rencontre en région à substratum très perméable, à couvert végétal important et à relief peu accentué.

$$F=\frac{84}{176.5} = 0.48km^{-2}$$

III.2.6.5. Le coefficient de torrentialité Ct

Il est déterminé par la relation suivante :

$$\boldsymbol{C_t = F \times D_d} \quad \text{(III.11)}$$

Avec Dd : la densité de drainage.

N : Nombre des talwegs d'ordre 1.

S : Surface du bassin versant.

F : densité de talwegs élémentaires.

AN $C_t = 0.48 \times 1.03$

$C_t = 0.49$

III.2.6.6. Temps de concentration

C'est le temps nécessaire pour qu'une particule d'eau prendre son chemin du point le plus éloigné du bassin jusqu'au exutoire, il est déterminé par les relations suivantes :

- **Formule de GIANDOTTI**

$$\boldsymbol{T_c = \frac{4\sqrt{S}+1.5L_p}{0.8\sqrt{H_{moy}-H_{min}}}} \quad \text{(III.12)}$$

Avec Tc: Temps de concentration (h).

Lp: Longueur du talweg principal (Km).

S: Surface du bassin versant (Km2).

$Hmoy$: Altitude moyenne du bassin versant (m).

$Hmin$: Altitude minimale du bassin versant (m).

AN $T_c = \frac{4\sqrt{S}+1.5L_p}{0.8\sqrt{H_{moy}-H_{min}}} \rightarrow T_c = \frac{4\sqrt{176.5}+1.5\times31.4}{0.8\sqrt{290.71-24}} = 7.67heures$

$$T_c = 7.67heures \rightarrow 7h40min$$

- **Formule de KIRPLICH**

$$\boldsymbol{T_c = 0.01947 \times L^{0.77} \times I^{-0.385}} \text{..... (III.13)}$$

Avec Tc: Le temps de concentration (min).

L: La longueur du Talweg (m).

I: La pente moyenne du talweg principal (m/m).

AN $$T_c = 0.01947 \times 31400^{0.77} \times 0.3254^{-0.385}$$

$$T_c = 88.068min \rightarrow 1h28min$$

- **Formule de TURRAZZA**

$$\boldsymbol{T_c = 1.662 \times S^{0.5}} \text{.....(III.14)}$$

Avec Tc: Le temps de concentration (min).

S : la surface du bassin versant (Ha).

AN $$T_c = 1.662 \times 176.5^{0.5}$$

$$T_c = 22\text{min}$$

- **Formule de CALIFORNIA :**

$$T_c = \left(\frac{0.87 \times L^3}{H_{max} - H_{min}}\right)^{0.386}$$

AN $$T_c = \left(\frac{0.87 \times 31.4^3}{1046 - 24}\right)^{0.386} = 3.54 \text{ heures}$$

$$T_c = 3h32\text{min}$$

- **Formule de KIRPICH :**

$$T_c = 0.6615 \times L_p^{0.77} \times i_{moy}^{0.385}$$

Avec :

L_P: Longueur du cours d'eau principal (km) ;

i_{moy}: Pente moyenne du bassin versant.

$$T_c = 4.89heures$$

$$T_c = 4h53min$$

- **Formule de VENTURA :**

$$T_c = 1.1272 \sqrt{\frac{S}{i_{moy}}}$$

$$T_c = 1.1272\sqrt{\frac{176.5}{0.1826}} = 3.96heures$$

$$T_c = 3h57min$$

❖ La comparaison entre les résultats obtenus est dans le tableau suivant :

Tableau III. 7: Résultats du temps de concentration par les trois formules

Formule	T_c(heures)
GIANDOTTI	**7.67**
KIRPLICH	**1.46**
TURRAZZA	**0.36**
CALIFORNIA	**3.54**
KIRPICH	**4.89**
VENTURA	**3.96**

Pour des raisons de sécurité, on opte à la formule de KIRPICH car elle nous donne une valeur du temps de concentration la plus proche de la moyenne des autres formules c'est-à- dire :

$$T_c = 4.89heures \quad \Rightarrow \quad T_c = 4h53min$$

III.2.6.7. Vitesse de ruissèlement

Représente le rapport entre la longueur du thalweg principal sur le temps de concentration, cette vitesse signifie le mouvement de l'eau dans le cours d'eau suivant la pente du bassin et qui sont destinés pour le stockage superficiel. La vitesse est calculée par la relation suivante :

$$\boldsymbol{V_r = \frac{L_{cp}}{T_c}} \quad \text{(III.15)}$$

Avec Lcp: Longueur du thalweg principal en (Km).

Tc: Temps de concentration en (h).

AN $$V_r = \frac{31.4}{4.89}$$

$$\text{Vr}=6.42\ \text{Km/h} \rightarrow \text{Vr}=1.78\ \text{m/s}$$

*Dans le tableau ci-dessous on voit une récapitulation des valeurs de paramètres calculés.

Tableau III. 8: Récapitulation des paramètres calculés

Désignation		Symbol	Unité	Valeur
Exutoire	X	X	m	428128.150
	Y	Y	m	4065060.560
	Z	Z	m NGA	63
Superficie		S	Km^2	176.5
Périmètre		P	Km	72
Longueur de coure d'eau principale		L_{cp}	Km	31.4
Pente moyenne du cours d'eau principal		I_m	m/m	0.3254
Altitude	Max	H_{max}	m	1046
	Min	H_{min}	m	24
	Moy	H_{moy}	m	290.71
	Médiane	$H_{50\%}$	m	350
	5%	$H_{5\%}$	m	710
	95%	$H_{95\%}$	m	130
Indice de compacité		K_c	/	1.528
Coefficient d'allongement		K_p	/	5.586
Pente moyenne du BV		I_m	m/m	0.1826
Indice de pente globale		I_{pg}	m/m	0.01901
Indice de pente moyenne		I_{pm}	m/m	0.033
Densité de drainage		D_d	$Km/_{Km^2}$	1.03
Le coefficient de torrentialité		C_t	/	0.49
Temps de concentration		T_c	/	$4h53min$
Vitesse de ruissellement		V_r	m/s	1.78

III.3. Caractéristique climatologique

Le but du calcul des paramètres climatologiques est de prendre un aperçut sur le climat du bassin versant d'OUED BOUHALLOUFA pour la détermination des données nécessaires pour la conception du barrage et ces ouvrages annexes.

III.3.1. La température

La zone de l'oued BOUHALLOUFA se caractérise par un climat semi-aride, un été sec et chaud et un hiver relativement doux et humide, les valeurs de la température sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau III. 9: Répartition mensuelle des températures

Mois	sep	oct	nov	dec	jan	Fev	mars	avr	mai	jui	Juil	aou	annuel
Max	44	39.1	37	29.8	32.8	31	35.4	36.3	41.5	45.8	46	46.4	46.4
Moy	24.1	20	15.5	12.2	11.3	11.6	13.5	15.5	18.9	22.7	25.3	26.1	18.1
Min	10	5.4	1.1	-06	-0.9	-0.8	0.9	1.4	3.7	8.6	11.8	12.8	-0.9

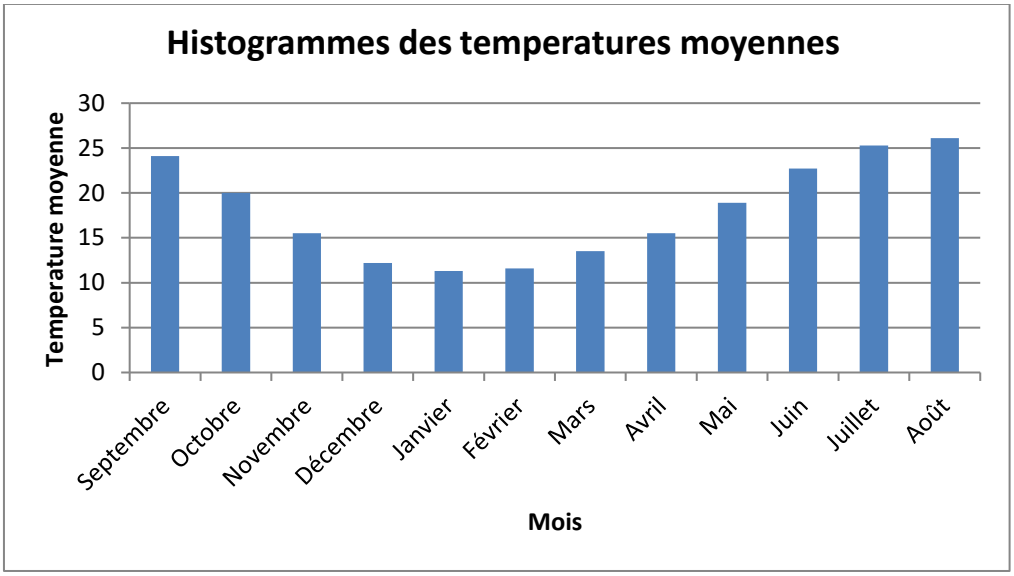


Figure III. 5: Les températures moyennes pour le bassin versant.

Remarque II.4 : d'après les valeurs des températures moyennes du bassin versant suivant le tableau (III.9) et la figure (III.5) on peut dire que le site est caractérisé par des températures élevées pour les mois d'été et des températures faibles pour les mois d'hiver.

III.3.2. L'évaporation

Les valeurs d'évaporation moyennes au niveau de la retenue Oued BOUHALLOUFA sont déterminées dans le tableau et la figure suivante :

Tableau III. 10: Les valeurs d'évaporation moyenne de la retenue Oued BOUHALLOUFA

Mois	sept	oct	nov	déc	jan	fév	mar	avr	mai	juin	juill	aôut	Moy
Evaporation moy	120	75	48	29	48	35	45	72	61	114	148	155	955
Evaporation (%)	12,57	7,85	5,03	3,04	5,03	3,66	4,71	7,54	6,39	11,94	15,50	16,23	100

(Source : ANRH)

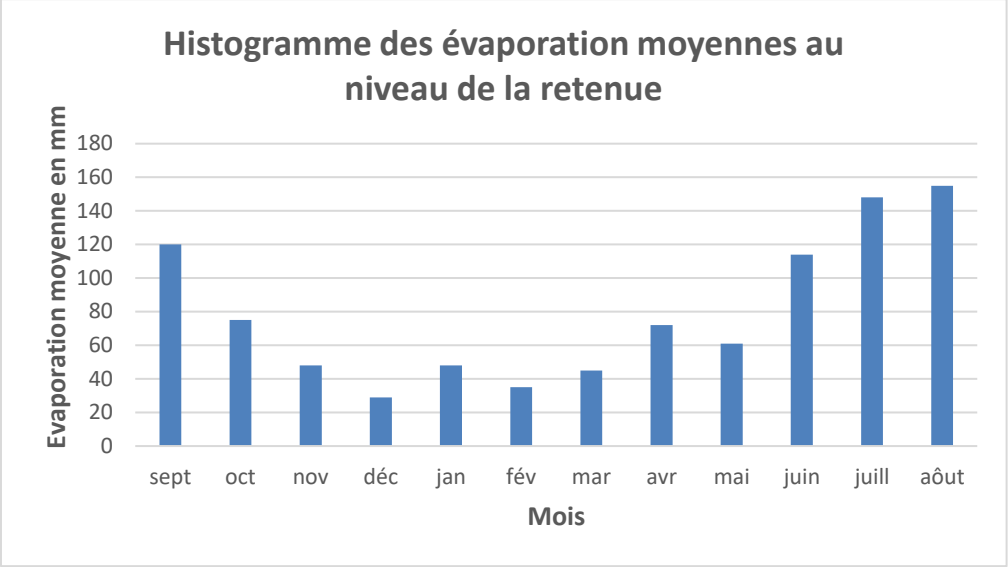


Figure III. 6: Les valeurs d'évaporation moyenne au niveau de la retenue (Source : ANRH).

Remarque II.5 : suivant les résultats du tableau (III.10) et la figure (III.6), les valeurs de l'évaporation au niveau de la retenue Oued BOUHALLOUFA varies avec des valeurs élevées en été et des valeurs faibles en hiver.

III.3.3. La vitesse du vent

Nous avons utilisé les données pour les vents max de la station d'ANNABA d'une série de 9ans. Après les traitements on a trouvé : Une vitesse annuelle du vent de 4.32 m/s et une direction du vent : Nord et provoquant très rarement des dégâts sur certaines cultures.

III.3.4. Humidité relative de l'Aire

L'humidité annuelle relatives est égale à 69 %, les valeurs extrêmes sont 78% dans le mois de décembre et 59% dans le mois de juillet. La répartition mensuelle de l'humidité relative de l'air est donnée dans le tableau suivant :

Tableau III. 11: Répartition mensuelle des humidités relatives

Mois	sept	oct	nov	déc	jan	fév	mars	avr	mai	juin	juill	août
Humidité (mm)	65	71	74	78	77	76	72	68	68	60	59	60

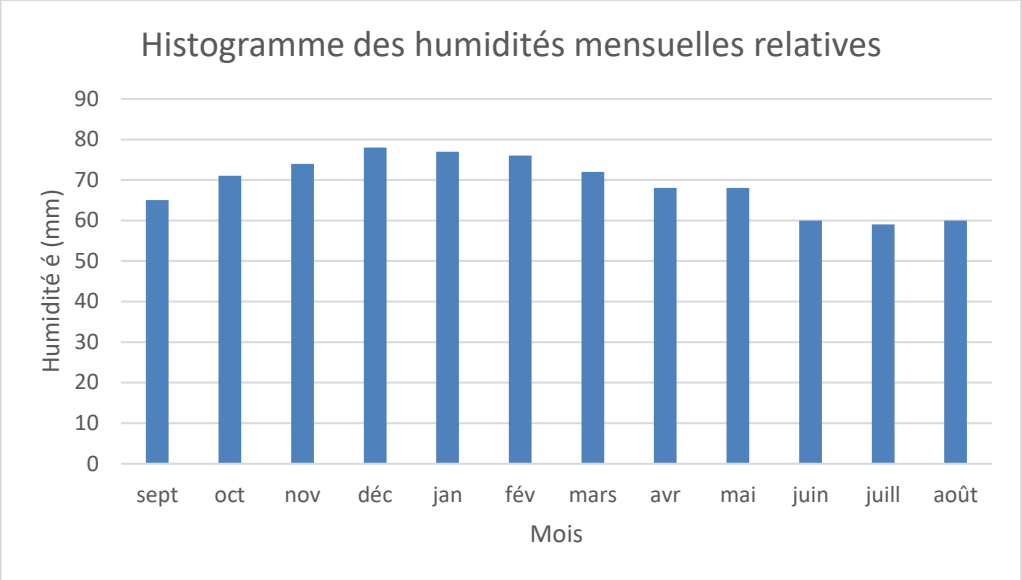


Figure III. 7: La répartition mensuelle de l'humidité.

III.3.5. Pluviométrie

Les précipitations moyennes interannuelles et l'une des caractéristiques les plus importants dans la détermination des caractéristiques de la région où on veut installer le barrage avec ces ouvrages.

Les stations disponibles au voisinage du bassin et les plus proches du site sont présentées dans le Tableau au-dessus, (tableau III.12).

La station de AIN EL ASSEL est proche de site que celle de RMAL EL SOUK, mais en parallèle il y a un manque des données qui réduit la série d'observation (manque de données pour 9 année d'observation).

La station d'AIN EL KERMA (31604) présente une très longue série (fiable) d'une période d'observation de 1970 à 2012 (43ans), elle représente la meilleure période d'observation (pas de manque de données et située a l'amont de l'axe du barrage et de plus dans le bassin versant).

Tableau III. 12: Identification des stations pluviométrique

Station	Code	Source	Coordonnées			Années de service	N (ans)
			X (km)	Y (km)	Z (m)		
AIN EL KERMA	31604	A.N.R.H	X : 991.6	Y : 379,35	Z :280	1970-2012	43
AIN EL ASSEL	31601	A.N.R.H	X : 1005.65	Y : 400.05	Z :35	1967-2010	44
RMAL EL SOUK	31602	A.N.R.H	X : 1020.7	Y : 402.9	Z :150	1992-2012	20

(Source : ANRH)

On considère la répartition moyenne mensuelle des pluies suivant le tableau :

Tableau III. 13: Les précipitations moyennes mensuelles

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Janv	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Total
Pluies moy mensuelles (mm)	34,96	63,75	71,28	110,88	113.52	89,28	92,16	79,13	53,59	15,43	1,95	12,06	738
Pourcentage %	4,73	8,64	9.66	15,02	15,38	12,1	12,49	10,72	7,26	2,09	0,27	1,64	100%

(Source : ANRH)

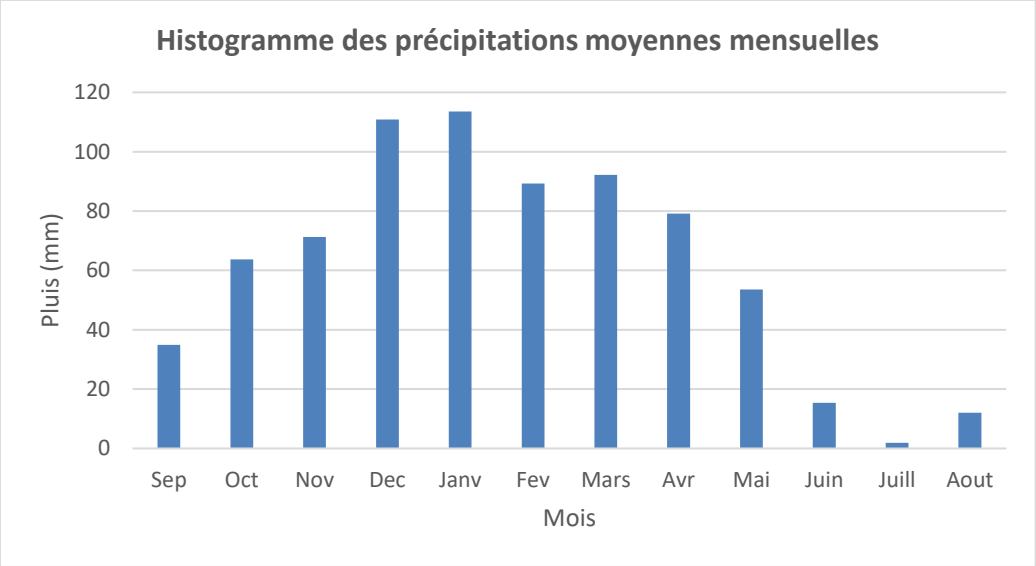


Figure III. 8: Histogramme des précipitations moyennes mensuelles.

III.4. Les précipitations maximales journalières

La série des précipitations maximales journalières utilisées est celle de AIN ELKARMA du numéro 31604 comme étant la plus représentative des précipitations dans la zone d'étude. L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières à l'aide d'une loi théorique afin de déterminer l'intensité de pluie pour une période de retour. Pour cela, il serait nécessaire de passer par les étapes suivantes :

- Classer la série des précipitations par ordre croissant.
- Calculer la fréquence expérimentale.
- Calculer les caractéristiques empiriques de la série de données.
- Ajuster graphiquement la loi choisie.
- Calculer le quantile et son intervalle de confiance.

Les caractéristiques de la série des maximales journalières sont représentées dans le tableau suivant :

III.4.1. Choix de la loi d'ajustement

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de :

-La loi de probabilité.

-La taille de l'échantillon.

-Certaines caractéristiques de l'échantillon.

Toutefois, de nombreuses études comparatives, empiriques et théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée. Dans notre étude les lois utilisées sont :

- La loi de GUMBEL.
- La loi de GALTON (log-normal).

III.4.1.1. Ajustement par la loi de GUMBEL

L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectué à l'aide du logiciel « HYFRAN »

La loi de Gumbel est très universellement utilisée pour caractériser la distribution des valeurs extrêmes. Cette loi doit être ainsi capable de décrire les séries de maxima annuels.

La fonction représentant la loi est :

$$F_{(x)} = e^{-e^{\frac{x-\beta}{\alpha}}} \quad \text{..... (III.16)}$$

La variable réduite u de Gumbel est définie par : $u = \frac{x-\beta}{\alpha}$

Où α est un paramètre caractéristique de la dispersion et β est le mode (la valeur la plus probable).

$$\alpha = 0.78 \times S \quad et \quad \beta = \bar{x} - 0.45 \times S$$

Avec S : L'écart type de l'échantillon ;

$\bar{x}$: La moyenne de l'échantillon.

La variable réduite u de Gumbel se calcule par :

$$\boldsymbol{u = -\log\left(-\log\left(F_{(x)}\right)\right)} \text{..... (III.17)}$$

Avec F(x) : la probabilité au non-dépassements.

L'équation de fréquence la loi de Gumbel s'écrit : $x_t = \bar{x} + k_t \times S$

Les résultats d'ajustement par la loi de GUMBEL sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III. 14: Résultats d'ajustement par la loi de GUMBEL

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence	Pluies max journaliers (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
10000.0	0.9999	237	31.3	175-298
2000.0	0.9995	203	25.9	152-254
1000.0	0.9990	189	23.6	142-235
200.0	0.9950	155	18.3	119-191
100.0	0.9900	140	16.0	109-172
50.0	0.9800	126	13.8	98.9-153
20.0	0.9500	106	10.8	85.3-128
10.0	0.9000	91.3	8.53	74.6-108
5.0	0.8000	75.7	6.32	63.3-88.1
3.0	0.6667	63.2	4.77	53.9-72.5
2.0	0.5000	52.0	3.75	44.6-59.3

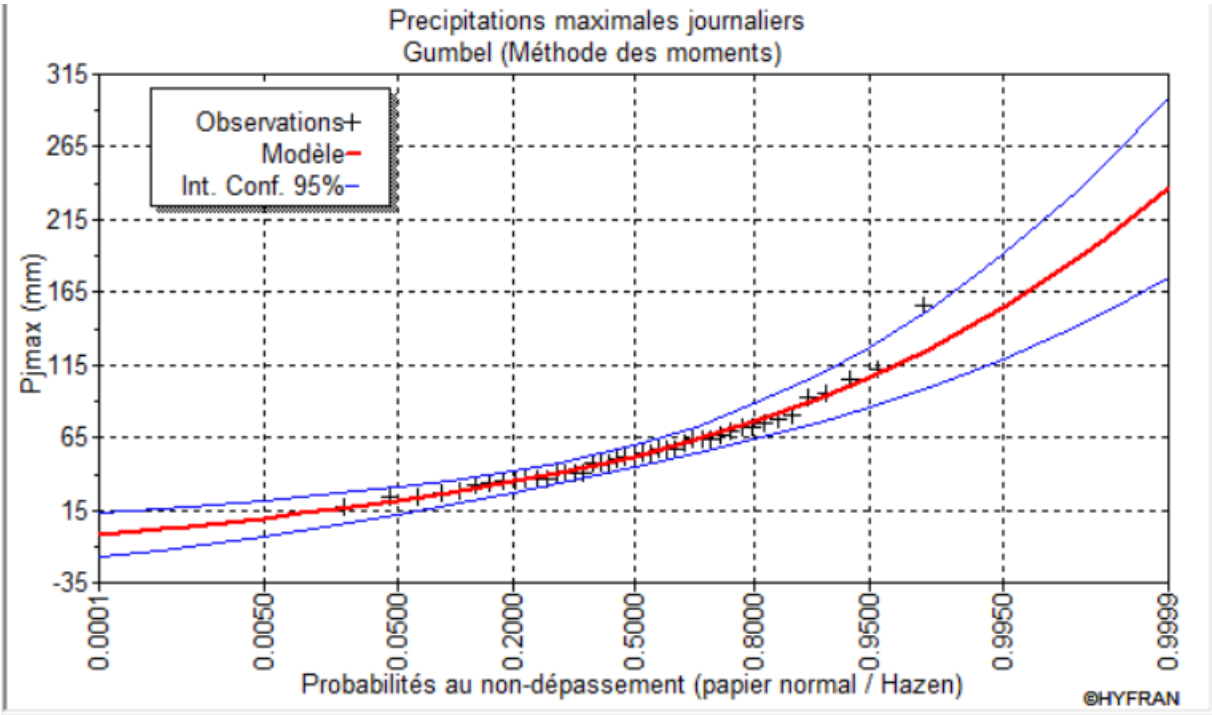


Figure III. 9: Graphe d'ajustement par la loi de GUMBEL (papier normale).

Tableau III. 15: Comparaison des caractéristiques de la loi de GUMBEL et de l'échantillon

Paramètre	Caractéristique de la loi	Caractéristique de l'échantillon
Minimum	/	17
Maximum	/	155
Moyenne	56.4	56.4
Ecart type	26.8	26.8
Médiane	52	51.4
Coefficient de variation Cv	0.475	0.475
Coefficient d'asymétrie Cs	1.14	1.47
Coefficient d'aplatissement Ck	2.4	5.53

III.4.1.2. Ajustement par la loi GALTON (log-normale)

On dit qu'une variable aléatoire X a une distribution log normal lorsque : Y= ln X est normal. La loi de Galton résulte de la loi normale mais rendue dissymétrique par un changement de variable. Sa fonction de répartition est donnée par :

$$\boldsymbol{F}_{(x)=\frac{1}{\sqrt{2\pi}}\int_{-\infty}^{u} e^{\frac{-1}{2}u^2}} \quad \text{..... (III.18)}$$

F(x) : Fréquence au non-dépassement.

Avec la valeur réduite u est donnée par : $u = \frac{\ln x - \overline{\ln x}}{\sigma_{\ln x}}$

L'équation de la variable réduite se présente :

$$\boldsymbol{\ln x = \overline{\ln x} + u \times \sigma_{\ln x}} \quad \text{..... (III.19)}$$

Les résultats d'ajustement par la loi log-normale est représenté dans le tableau suivant

Tableau III. 16: Résultats de l'ajustement par la loi de GALTON log-normal

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence	Pluies max journaliers (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
10000.0	0.9999	274	53.7	169-379
2000.0	0.9995	226	39.8	148-304
1000.0	0.9990	206	34.5	139-274
200.0	0.9950	164	23.6	117-210
100.0	0.9900	146	19.6	108-184
50.0	0.9800	129	15.8	98.1-160
20.0	0.9500	107	11.4	84.9-130
10.0	0.9000	91.1	8.52	74.4-108
5.0	0.8000	74.7	6.01	62.9-86.4
3.0	0.6667	62.0	4.47	53.2-70.8
2.0	0.5000	51.0	3.52	44.1-57.9

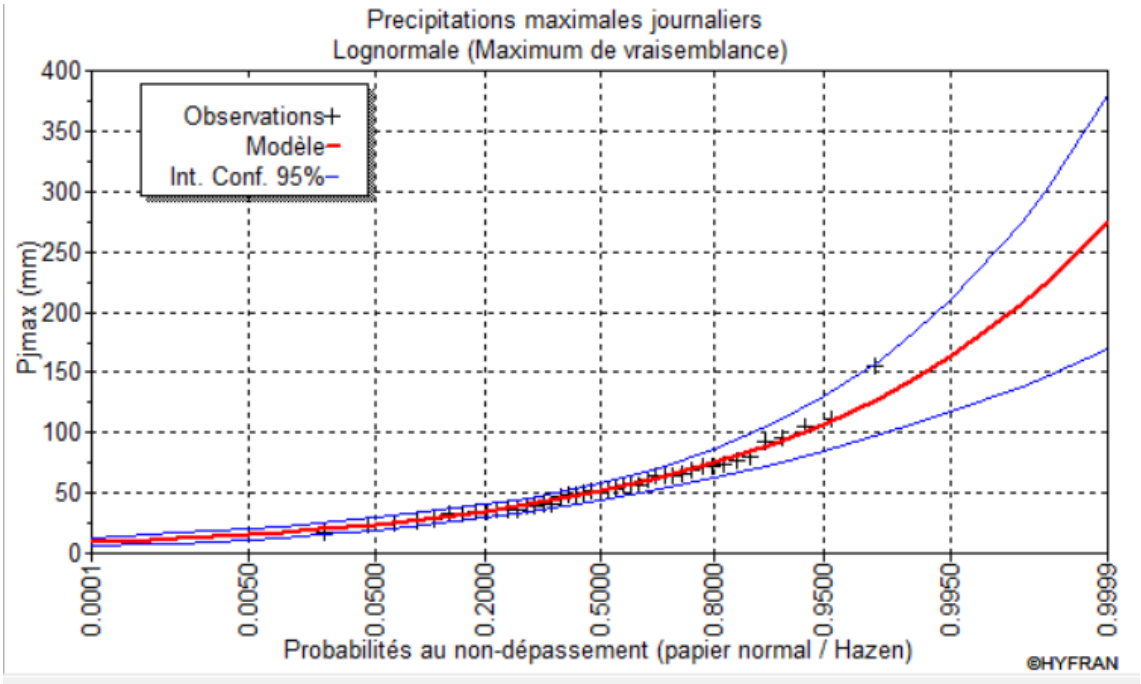


Figure III. 10: Graphe d'ajustement par la loi de GALTON log-normale.

Tableau III. 17: Comparaison des caractéristiques de la loi de GALTON log-normale et de l'échantillon

Paramètre	Caractéristique de la loi	Caractéristique de l'échantillon
Minimum	/	17
Maximum	/	155
Moyenne	56.5	56.4
Ecart type	26.9	26.8
Médiane	51.0	51.4
Coefficient de variation Cv	0.476	0.475
Coefficient d'asymétrie Cs	1.54	1.47
Coefficient d'aplatissement Ck	7.47	5.53

III.4.1.3. Comparaison entre les lois d'ajustement

Le graphe ci-dessous représente la comparaison entre les deux graphes de la loi de GUMBEL et la loi de GALTON log-normale.

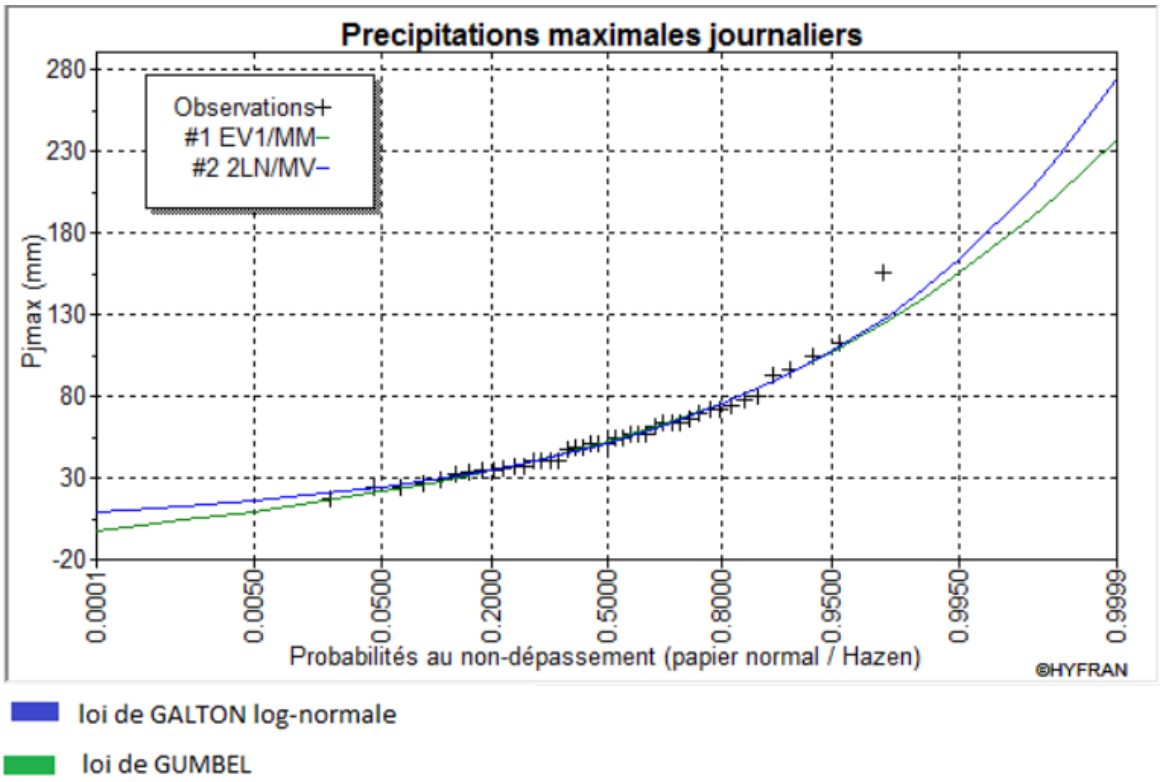


Figure III. 11: Graphe de comparaison entre loi de GUMBEL et loi de GALTON.

D'après les résultats précédents et le graphe de la comparaison entre la loi de GUMBEL et la loi de GALTON, on peut constater qu'il y a une petite différence entre les deux lois (fin des deux graphes) mais qui n'a pas une grande influence sur l'ajustement de la série, donc en constate que les deux lois nous donnent presque le même ajustement et celle de GALTON est considérée.

III.4.2. Pluies de courte durée

Pour une période donnée (24 h) et une fréquence donnée, on peut estimer les pluies de courte durée par la formule :

$$\boldsymbol{P_{cr} = P_{j.max} \times (\frac{t}{24})^{b}} \quad \text{(III.20)}$$

Avec Pcr : Pluie de courte durée de même fréquence que P max j % (mm).

Pj.max: Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée (mm).

T: Temps en heures.

b : Exposant climatique =0.33

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

$$\boldsymbol{I_0 = \left(\frac{P_{maxj}}{24}\right) \times \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1}} \quad \text{(III.21)}$$

Lorsqu'on remplace la formule (III.21) dans la formule on obtient (III.22) :

$$I_0 = \frac{P_{max.p\%}}{t} \quad \text{(III.22)}$$

Les pluies maximales journalières pour chaque fréquence sont données dans le tableau suivant :

Tableau III. 18: Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence

Période de retour(ans)	5	10	20	50	100	1000	10000
Fréquence (%)	20	10	5	2	1	0.1	0.01
$P_{\max j,p\%}$ **(mm)**	74.7	91.1	107	129	146	206	274

Les précipitations et les intensités pour différentes fréquences sont regroupées dans le tableau ci- dessous :

Tableau III. 19: Les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences

période de retour(ans)	**10**		**20**		**50**		**100**		**1000**		**10000**	
Fréquence(%)	**0,9**		**0,95**		**0,98**		**0,99**		**0,999**		**0,9999**	
Pj max	**91,1**		**107**		**129**		**146**		**206**		**274**	
T (heure)	**Pcr (mm)**	**I(mm/h)**	**Pcr (mm)**	**I(mm/h)**	**Pcr (mm)**	**I(mm/h)**	**Pcr (mm)**	**I(mm/h)**	**Pcr (mm)**	**I(mm/h)**	**Pcr (mm)**	**I(mm/h)**
0,5	25,39	182,20	29,82	214,00	35,96	258,00	40,70	292,00	57,42	412,00	76,37	548,00
1	31,92	91,10	37,49	107,00	45,20	129,00	51,15	146,00	72,18	206,00	96,00	274,00
1,5	36,49	60,73	42,86	71,33	51,67	86,00	58,48	97,33	82,51	137,33	109,75	182,67
2	40,12	45,55	47,13	53,50	56,81	64,50	64,30	73,00	90,73	103,00	120,68	137,00
2,5	43,19	36,44	50,73	42,80	61,16	51,60	69,22	58,40	97,66	82,40	129,90	109,60
3	45,87	30,37	53,87	35,67	64,95	43,00	73,51	48,67	103,72	68,67	137,95	91,33
3,5	48,26	26,03	56,68	30,57	68,34	36,86	77,34	41,71	109,13	58,86	145,15	78,29
4	50,43	22,78	59,24	26,75	71,42	32,25	80,83	36,50	114,05	51,50	151,69	68,50
4,5	52,43	20,24	61,58	23,78	74,25	28,67	84,03	32,44	118,57	45,78	157,70	60,89
5	54,29	18,22	63,76	21,40	76,87	25,80	87,00	29,20	122,76	41,20	163,28	54,80
5,5	56,02	16,56	65,80	19,45	79,33	23,45	89,78	26,55	126,68	37,45	168,50	49,82
6	57,66	15,18	67,72	17,83	81,64	21,50	92,40	24,33	130,37	34,33	173,41	45,67
6,5	59,20	14,02	69,53	16,46	83,83	19,85	94,87	22,46	133,86	31,69	178,05	42,15
7	60,66	13,01	71,25	15,29	85,90	18,43	97,22	20,86	137,18	29,43	182,46	39,14
7,5	62,06	12,15	72,89	14,27	87,88	17,20	99,46	19,47	140,34	27,47	186,66	36,53
8	63,40	11,39	74,46	13,38	89,77	16,13	101,60	18,25	143,36	25,75	190,68	34,25
8,5	64,68	10,72	75,97	12,59	91,59	15,18	103,66	17,18	146,25	24,24	194,53	32,24
9	65,91	10,12	77,41	11,89	93,33	14,33	105,63	16,22	149,04	22,89	198,24	30,44
9,5	67,10	9,59	78,81	11,26	95,01	13,58	107,53	15,37	151,72	21,68	201,80	28,84
10	68,24	9,11	80,15	10,70	96,63	12,90	109,37	14,60	154,31	20,60	205,25	27,40
10,5	69,35	8,68	81,45	10,19	98,20	12,29	111,14	13,90	156,82	19,62	208,58	26,10
11	70,42	8,28	82,71	9,73	99,72	11,73	112,86	13,27	159,24	18,73	211,81	24,91
11,5	71,46	7,92	83,94	9,30	101,19	11,22	114,53	12,70	161,59	17,91	214,94	23,83
12	72,47	7,59	85,12	8,92	102,62	10,75	116,15	12,17	163,88	17,17	217,98	22,83

Tableau III. 20: Les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences (suite)

Période de retour	**10**		**20**		**50**		**100**		**1000**		**10000**	
Fréquence	**0,9**		**0,95**		**0,98**		**0,99**		**0,999**		**0,9999**	
Pj max	**91,1**		**107**		**129**		**146**		**206**		**274**	
T (heure)	**Pcr (mm)**	**I(mm/h)**	**Pcr (mm)**	**I(mm/h)**	**Pcr (mm)**	**I(mm/h)**	**Pcr (mm)**	**I(mm/h)**	**Pcr (mm)**	**I(mm/h)**	**Pcr (mm)**	**I(mm/h)**
12,5	73,46	7,29	86,28	8,56	104,02	10,32	117,72	11,68	166,10	16,48	220,93	21,92
13	74,41	7,01	87,40	8,23	105,37	9,92	119,26	11,23	168,27	15,85	223,81	21,08
13,5	75,35	6,75	88,50	7,93	106,69	9,56	120,75	10,81	170,38	15,26	226,62	20,30
14	76,26	6,51	89,56	7,64	107,98	9,21	122,21	10,43	172,43	14,71	229,35	19,57
14,5	77,14	6,28	90,61	7,38	109,24	8,90	123,63	10,07	174,44	14,21	232,02	18,90
15	78,01	6,07	91,63	7,13	110,47	8,60	125,02	9,73	176,40	13,73	234,63	18,27
15,3	78,52	5,95	92,23	6,99	111,19	8,43	125,84	9,54	177,56	13,46	236,17	17,91
15,5	78,86	5,88	92,62	6,90	111,67	8,32	126,38	9,42	178,32	13,29	237,19	17,68
16	79,69	5,69	93,60	6,69	112,84	8,06	127,72	9,13	180,20	12,88	239,68	17,13
16,5	80,50	5,52	94,55	6,48	114,00	7,82	129,02	8,85	182,04	12,48	242,13	16,61
17	81,30	5,36	95,49	6,29	115,12	7,59	130,30	8,59	183,84	12,12	244,53	16,12
17,5	82,08	5,21	96,41	6,11	116,23	7,37	131,55	8,34	185,61	11,77	246,88	15,66
18	82,85	5,06	97,31	5,94	117,32	7,17	132,78	8,11	187,34	11,44	249,18	15,22
18,5	83,60	4,92	98,19	5,78	118,38	6,97	133,98	7,89	189,04	11,14	251,45	14,81
19	84,34	4,79	99,06	5,63	119,43	6,79	135,17	7,68	190,72	10,84	253,67	14,42
19,5	85,07	4,67	99,91	5,49	120,46	6,62	136,33	7,49	192,36	10,56	255,85	14,05
20	85,78	4,56	100,75	5,35	121,47	6,45	137,47	7,30	193,97	10,30	258,00	13,70
20,5	86,48	4,44	101,58	5,22	122,46	6,29	138,60	7,12	195,56	10,05	260,11	13,37
21	87,17	4,34	102,39	5,10	123,44	6,14	139,71	6,95	197,12	9,81	262,19	13,05
21,5	87,85	4,24	103,19	4,98	124,40	6,00	140,80	6,79	198,66	9,58	264,23	12,74
22	88,52	4,14	103,97	4,86	125,35	5,86	141,87	6,64	200,17	9,36	266,24	12,45
22,5	89,18	4,05	104,75	4,76	126,28	5,73	142,92	6,49	201,66	9,16	268,23	12,18
23	89,83	3,96	105,51	4,65	127,20	5,61	143,96	6,35	203,13	8,96	270,18	11,91
23,5	90,47	3,88	106,26	4,55	128,11	5,49	144,99	6,21	204,57	8,77	272,10	11,66
24	91,1	3,80	107	4,46	129	5,38	146	6,08	206	8,58	274	11,42

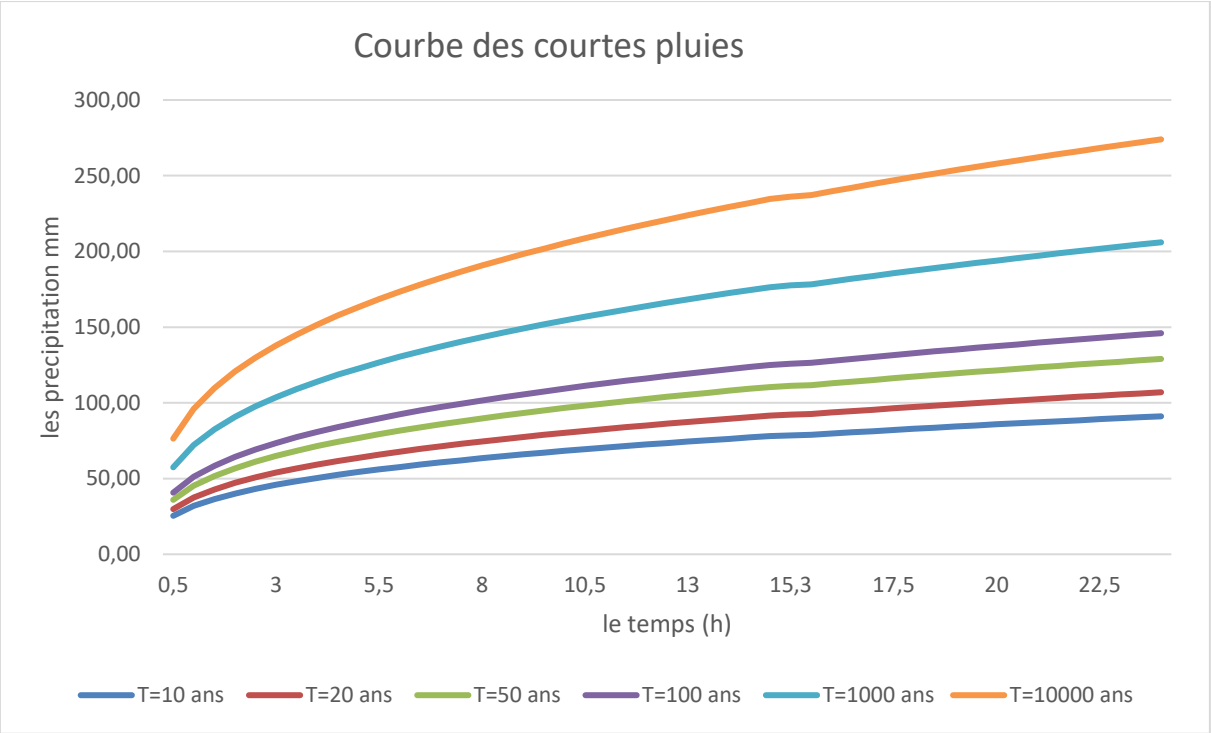


Figure III. 12: Graphe des pluies de courte durée.

III.5. Etudes des Apports

La détermination des apports est orientée de préférence vers les observations hydrométriques, lorsqu'elles existent sur le bassin versant propre du site à étudier, ou par analogie avec un bassin voisin.

La détermination des apports liquides est basée sur :

- ✓ Par les formules empiriques.
- ✓ Les observations hydrométriques au niveau de la station de AIN ELKERMA qui est une station proche du bassin versant d'Oued BOUHALLOUFA.

III.5.1. Évaluation des apports liquides

L'étude des apports liquides a pour but d'évaluer le volume utile optimal de la retenue. Donc il faut quantifier les potentialités en eau du bassin versant d'oued BOUHALLOUFA

Or, le site a étudié ne dispose pas une station hydrométrique. Pour cela, on doit se référer aux méthodes empiriques les plus utilisées en Algérie dans le cas des petits bassins versant. Il s'agit d'une analyse purement statistique.

En premier lieu, il faut estimer l'apport moyen annuel pour pouvoir déterminer par la suite les apports fréquentiels et la répartition mensuelle des apports.

III.5.1.1. Apports moyen interannuel (A0)

- **Formule de SAMIE**

$$A_0 = L_e \times S \text{.....} \quad \text{(III.23)}$$

$$L_e = Pmoy^2(293 - 2.2 \times \sqrt{S}) \text{.....} \quad \text{(III.24)}$$

Avec $A0$: Apport moyen annuel.

Le: Lame d'eau écoulée en (mm).

S: Surface du bassin versant en (km2). 10^{-3}

$Pmoy$: Pluie moyenne annuelle en (m).

AN $L_e = 0.738^2\left(293 - 2.2 \times \sqrt{176.5}\right)$ =143.66 mm

$A_0 = 143.66 \times 10^{-3} \times 176.5 \times 10^6$= 25.36 × $10^6\ m^3$

- **Formule de MEDINGUER**

$$A_0 = L_e \times S$$

$$L_e = 1024(P_{moy} - 0.26)^2 \text{.....} \quad \text{(III.25)}$$

AN $L_e = 233.96\ mm$

$A_0 = 41.29 \times 10^6\ m^3$

- **Formule de l'ANRH**

$$A_0 = 0.915 \times Pmoy^{2.684} \times S^{0.842} \text{.....} \quad \text{(III.26)}$$

AN $A_0 = 0915 \times 0.738^{2.684} \times 176.5^{0.842}$

$A_0 = 31.55 \times 10^6\ m^3$

- **Formule de TURC :**

$$\mathrm{L_e = P_{moy} - D}$$

$\mathrm{P_{moy}}$: Pluie moyenne annuelle [mm].

D: Déficit de l'écoulement [mm] tel que :

$$D = \left(\frac{P_{moy}}{\sqrt{0.9 + \left(\frac{P_{moy}}{L}\right)^2}}\right)$$

L : variable théorique tel que

$$\mathbf{L=300+25\ \ T_{moy}+0.05(T_{moy})^3}$$

$\mathrm{T_{moy}}$: Température moyenne annuelle

AN :

$$L=300+25\times 18.1+0.05(18.1)^3=1048.99$$

$$D=\left(\frac{738}{\sqrt{0.9+\left(\frac{738}{1048.99}\right)^2}}\right)=624.85 \text{ mm}$$

$$L_e=738-624.85=113.15 \text{ mm}$$

$$A_0=113.15\times 10^{-3}\times 176.5\times 10^6=\ 19.97\times 10^6\ m^3$$

- **Formule de Mallet-Gauthier :**

$$L_e=0.6\times P_{moy}\left(1-10^{-0.36\times {P_{moy}}^2}\right)$$

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

Le: Lame d'eau écoulée en (m).

AN:

$$L_e=0.6\times 0.738\left(1-10^{-0.36\times 0.738^2}\right)=0.16 \text{ m}$$

$$A_0=L_e\times S=0.16\times 176.5\times 10^6=28.24\times 10^6 m^3$$

Tableau III. 21: L'Apport moyenne interannuelle

Formule	$A_0\ (hm^3)$
ANRH	31.55
Mallet-Gauthier	28.24
TURC	19.97
MEDINGUER	41.29
SAMIE	25.26

On opte pour la valeur proche de la moyenne entre les déférentes méthodes :

$$A_{moy}=\frac{31.55+28.24+19.97+41.29+25.26}{5}=29.26\times 10^6 m^3$$

Donc on prend la valeur de **Mallet-Gauthier :** $A_0=28.24\ hm^3$

III.5.1.2. Apports liquide suivant les données de la station

On considère la station AIN ELKERMA du code 31604 qui représente les résultats de mesures du bassin versant Oued BOUHALLOUFA.

Tableau III. 22: Apports liquides au niveau du site du barrage

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Janv	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Annuel
Pluies moy mensuelles (mm)	34,96	63,75	71,28	110,88	113.52	89,28	92,16	79,13	53,59	15,43	1,95	12,06	738
Pourcentage %	4,73	8,64	9,66	15,02	15,38	12,1	12,49	10,72	7,26	2,09	0,27	1,64	100%

Apports Hm	1,34	2,44	2,73	4,24	4,34	3,42	3,53	3,03	2,05	0,59	0,08	0,46	28,24

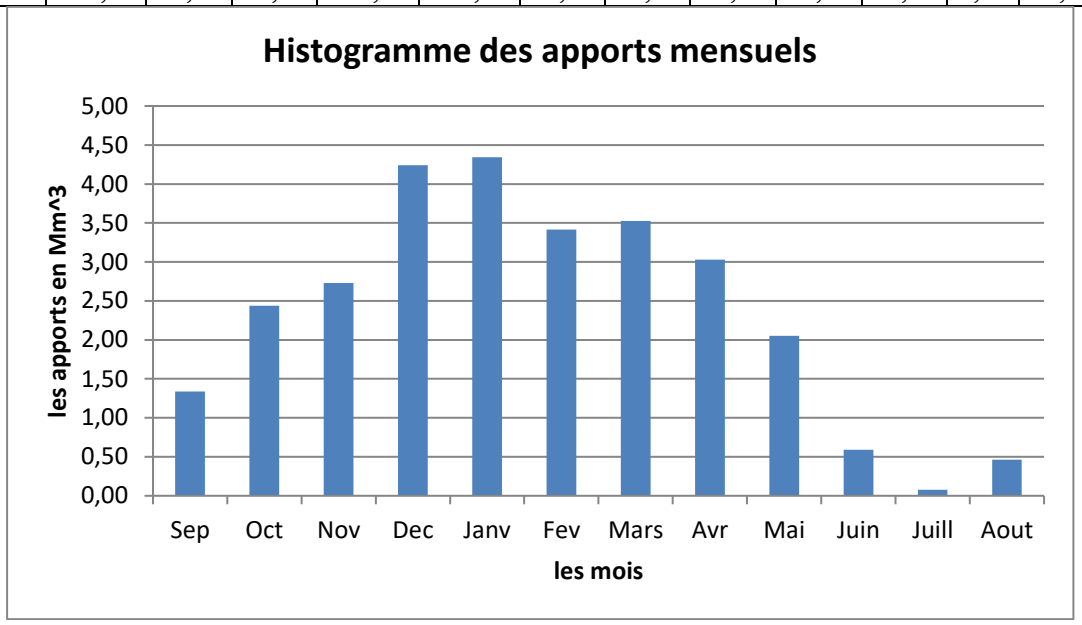


Figure III. 13: Histogramme des apports liquides en m3.

III.5.1.3. Caractéristique de l'écoulement

a. Module de l'écoulement

$$M_e = \frac{A_0}{T} \quad \text{(III.27)}$$

Avec A0 : apport moy annuelle du site

T : temps d'une année en seconde T=31536000 s les apports en Mm^3

AN $$M_e = \frac{28240000 \times 1000}{31536000}$$

Me=895.48 l/s

b. Module de l'écoulement relatif

$$M_0 = \frac{M_e}{S} \quad \text{(III.28)}$$

Avec S : surface du bassin versant

AN $$M_0 = \frac{895.48}{176.5}$$

Mo=5.07 $l/s/km^2$

c. Lame d'eau écoulée

$$L_e = \frac{A_0}{S} \quad \text{(III.29)}$$

AN $$L_e = \frac{28240000}{176.5 \times 10^6} = 0.16m$$

$$L_e = 160\ mm$$

d. Coefficient de l'écoulement

$$\boldsymbol{C_e = \frac{L_e}{P_{moy}}} \quad \text{(III.30)}$$

Avec $Pmoy$: Pluie moyenne annuelle en (mm).

Le: Lame d'eau écoulée en (mm).

AN $C_e = \frac{160}{738}$

$C_e = 0.21$

e. Coefficient de variation

Le coefficient de variation est calculé par les formules empiriques suivantes :

- **Formule de Sokolovski**

$$\boldsymbol{C_v = 0.78 - 0.29\, log_{10}\, M_0 - 0.063\, log_{10}\,(S+1)} \quad \text{(II.44)}$$

M_0: Module de l'écoulement relatif en $l/s/km^2$.

S : Superficie du bassin en Km².

AN :

$$\boldsymbol{C_v = 0.78 - 0.29\, log_{10}\, 5.07 - 0.063\, log_{10}\,(176.5+1)}.$$

$C_v = 0.43$

- **Formule de Kristky-Menkel :**

$$C_v = \frac{0.83}{(S^{0.06} \times M_0^{0.27})}$$

M_0 : module de l'écoulement relatif.

S : Superficie du bassin en Km².

AN : $C_v = \frac{0.83}{(176.5^{0.06} \times 5.1^{0.27})}$

$C_v = 0.39$

- **Formule Algérienne de PADOUN :**

$$C_v = 0.93 \times \frac{K}{M_0^{0.23}}$$

K : Coefficient de réduction, il est compris entre (0.25-1.00).

On prend K=0.5

M_0 : module de l'écoulement relatif en $l/s/km^2$

$$C_v = 0.93 \times \frac{0.5}{5.1^{0.23}}$$

$$C_v = 0{,}32$$

Tableau III. 23: Récapitulation des coefficients de variation de l'écoulement

Formules	Coefficient de variation
Sokolovsky	0,43
Kristky-Menkel	0,39
Padoun	0.32
Moyenne	0.38

Le coefficient de variation moyen pour tous les mois est de Cv = 0,38

III.5.1.4. Estimation fréquentielle des apports

L'apport liquide fréquentiel dépond essentiellement de l'apport moyen annuel A_0 et le coefficient de variation C_v. Il est estimé à une probabilité de 80% (remplissage garanti 4 années sur 5).

III.5.1.5. Estimation à partir de la loi de Pearson

L'apport moyen fréquentiel est calculé par l'expression suivante :

$$\boldsymbol{A_{80\%} = (F_{80\%} \times C_v + 1)} \quad \text{(III.31)}$$

$A_{80\%}$: Apport fréquentiel ($F = 0.80$) en Hm^3.

$F_{80\%}$: Fonction de Rybkine-Foster pour une fréquence de 80% tirée de la table pour $C_S = 2C_v$ ($F_{80\%} = -0.85$)

A_0 : Apport moyen annuel en Hm^3. (A_0 =28.24 hm^3)

C_v : Coefficient de variation des apports. (Cv =0,38)

III.5.1.6. Estimation à partir de la distribution log normale (Body)

L'apport moyen fréquentiel est estimé par la relation de Body qui est donnée par :

$$A_{\%} = \frac{A_0 . e^{U.\sqrt{\log(C_v+1)}}}{\sqrt{C_v^2+1}} = \frac{28.24 . e^{U.\sqrt{\log(0.38+1)}}}{\sqrt{0.38^2+1}} = 26.40 . e^{0.37.U}$$

$A_{80\%}$: Apport fréquentiel (F = 0.80) en Hm^3.

μ: Variable réduite de Gauss, tirée de la table de la loi normale réduite. ($\mu = 0.84$)

A_0 : Apport moyen annuel en Hm³. ($A_0 = 28.24\ Hm^3$)

C_v : Coefficient de variation des apports. ($Cv = 0{,}38$)

Le résultat de calcul de l'apport moyen fréquentiel est récapitulé dans le Tableau III.24.

Tableau III. 24: Récapitulation de l'apport fréquentiel

Méthodes	Apport fréquentiel (F=80%) Hm³
Loi de Pearson	23.86
Formule de Body	24.812
Moyenne	24.336

La valeur de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80% est de : $\boldsymbol{A_{80\%} = 24.336\ Mm^3}$.

III.5.1.7. Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80%

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des pluies moyennes ;

On a $A_{80\%} = 24.336\ \boldsymbol{Mm^3}$

La répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80% est donnée dans le Tableau III.25.

Tableau III. 25: Répartition des Apports mensuelles de fréquence 80%.

Mois	sep	oct	nov	déc	jan	fév	mar	avr	mai	juin	juill	Août
$\boldsymbol{A_{80\%}}$ **(Mm³)**	**1,148**	**2,099**	**2,35**	**3,7**	**3,73**	**2,938**	**3,033**	**2,603**	**1,763**	**0,508**	**0,066**	**0,398**

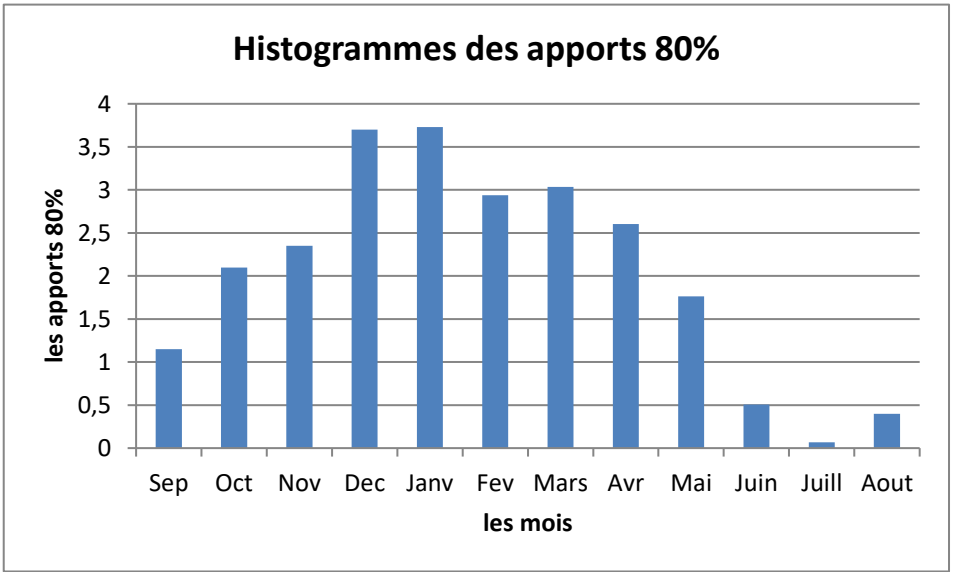


Figure III. 14: La répartition mensuelle de l'apport 80%.

III.5.2. Estimation de l'apports solide et le volume mort et le transport solide

III.5.2.1. Évaluation de l'apport solide et le volume mort

L'érosion des bassins versants est très répandue dans plusieurs régions. Surtout, si toutes les conditions sont réunies pour déclencher et développer un tel processus : les irrégularités climatiques, la faible densité du couvert végétale, la nature des sols qui est peu résistante à l'écoulement et la violence des crues. En effet, l'estimation du taux de sédimentation dans les barrages et leur durée de vie nécessitent une connaissance des apports solides provenant du bassin versant.

L'étude des apports solides est primordiale puis qu'ils conditionnent le volume de la tranche morte et le calage des ouvrages de prise et de vidange de fond, l'évaluation du transport solide nous permettra d'estimer le volume des atterrissements dans la retenue au cours de la vie de l'ouvrage et de définir une tranche morte réservée au stockage de la part de transports solides qu'il ne sera pas possible d'évacuer par les ouvrages de vidange. Or, l'absence des mesures sur le transport solide oblige à faire recours aux méthodes empiriques.

III.5.2.2. Estimation du transport solide

- **Formule de Fournier**

Le transport solide est calculé par la formule suivante :

$$\boldsymbol{E_s = \frac{1}{36} \times \left(\frac{P^2}{P_a}\right)^{2.65} \times \left(\frac{h^3}{S}\right)^{0.46}} \quad \text{.....(III.32)}$$

E_s: Taux d'abrasion T/km²/an

P_a : Pluie moyenne annuelle en mm ; ($P_a = 738$)

P : Pluie moyenne mensuelle du mois le plus pluvieux ; ($P = 113.52$ mm)

h : Altitude à 45 % en m ; $h = 340$m

S : Surface du bassin versant en Km².

$$E_s = 1073.5 \text{ T/km²/an}$$

- **Formule de Tixeront:**

Cette formule a été utilisée pour la détermination d'un coefficient d'érodibilité des sols et des paramètres de la production du débit solide dans le Nord de l'Algérie. Elle est utilisée pour les bassins versant Algériens et Tunisiens et donnée par la formule suivante :

$$\boldsymbol{T_s = \alpha \times L_e^{0.15}}$$

T_s: Transport solide en t/Km²/an ;

L_e : la lame écoulée en mm ;($L_e = 160$)

α: Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant,

$\alpha = 350$ (pour notre cas on a un bassin de moyenne à faible perméabilité donc on choisit la valeur de α=350). Voir Tableau III.26.

Tableau III. 26: Valeur de α en fonction de la perméabilité

Variation de perméabilité	α
Elevée	8.5
Moyenne	75
Moyenne à faible	**350**
Faible	1400
Imperméable	3200

$\mathbf{T_S} = 749.35\ \mathbf{t/Km^2/an}$

Tableau III. 27: Récapitulation de L'érosion spécifique

Formules	**L'érosion spécifique ($\mathbf{t/Km^2/an}$)**
Fournier	1073.5
Tixeront	749.35

$$\text{Esmoy} = \frac{1073.5 + 749.35}{2} = 911.42\ \text{t / Km2 / an}$$

On opte par la formule de Fournier car elle est proche de la moyenne

Donc :

$$E_s = 1073.5\ \boldsymbol{t/Km^2/an}$$

- **Estimation du débit solide**

Le débit solide est donné dans le Tableau III.28 et calculé par la formule suivante :

$$\boldsymbol{Q_S} = \mathbf{E_s} \times \boldsymbol{S} \quad \text{.....(III.33)}$$

Q_s : débit solide en t/km^2

E_s : transport solide en t/km^2/an

S : Surface du bassin versant en Km² ;

S = 176.5 km^2

Tableau III. 28: Récapitulation du débit solide

Formules	**Débit solide ($\frac{t}{an}$)**
Fournier	189472.75
Tixeront	132260.27

$$Q_S = \frac{189472.75 + 132260.27}{2} = 160866.51 \text{ t / Km2 / an}$$

On opte par la formule de Fournier car elle est proche de la moyenne

Donc :

$$Q_S = 189472.75\ t/an$$

III.5.2.3. Calcul du volume mort

C'est le volume de terre déposé au fond de la retenue par les écoulements en surface du bassin versant, il représente le transport solide qui genèse l'envasement de la retenue à long terme ; ce phénomène est plus considérable dans les bassins versants peu boisés, dont lesquels le phénomène d'érosion est plus important. Sur la digue ce volume est repéré par la tranche d'eau située entre le niveau du lit de la retenue (NLR) et le niveau mort (NVM). Généralement, c'est à ce niveau (NVM) qu'on place l'évacuateur de fond pour évacuer les dépôts de vase.

Le volume mort dépend de la durée de vie de l'ouvrage. Dans le cas d'un barrage, il ne dépasse pas les 50 ans.

Il existe plusieurs formules pour le calcul du volume mort :

- **Méthode liée à l'érosion spécifique :**

Le volume mort est donné par la formule suivante :

$$\boldsymbol{V_m = \frac{E_s \times S \times T \times m}{\tau}}$$

E_s : Erosion spécifique en $t/Km^2/an$, ($E_s = 1073.5\ t/Km^2/an$)

T : Temps de fonctionnement de la retenue en an, ($T = 50\ ans$)

τ: Poids spécifique des sédiments ($\tau = 1{,}6\ t/m^3$)

S : Surface du bassin versant, ($S = 176.5\ Km^2$)

m : pourcentage d'alluvions restant dans la cuvette, $m = 1$.

$$V_m = 5921023.44\ m^3.$$

- **Formule de TIXERONT :**

Le volume mort est estimé par :

$$\boldsymbol{V_m = (1.05 \div 1.10) \times \frac{Q_s \times T}{\tau}}$$

Q_s : Le débit solide en t /an

T : Temps de fonctionnement de la retenue en an, ($T = 50\ ans$)

τ : Poids spécifique des sédiments ($\tau = 1.6\ \mathrm{t}\ /m^3$)

$$V_m = 6335495.07\ m^3.$$

Le résultat de calcul du volume mort est récapitulé dans Tableau III.29

Tableau III. 29: Récapitulation de calcul du volume mort

Formules	Volume mort Mm^3
Liée à l'érosion spécifique	**5.92**
Tixeront	6.33

Conclusion

D'après les résultats trouvés, on opte une valeur du volume mort égale à 5.92 $\boldsymbol{Mm^3}$pour un délai de service de la retenue de 50ans.

$V_{mort} = 5.92\ \mathrm{Mm^3}$ ⟹ NVM= 35 m.NGA

III.6. Etude de la régularisation de la retenue

Le but de la régularisation est de déterminer la capacité optimum de la retenue collinaire qui permet de rendre réguliers les débits de l'oued BOUHALLOUFA, afin de satisfaire les besoins en eau avec le moindre risque de défaillance possible.

Dans la présente étude, les paramètres indispensables au calcul de la régularisation sont :

- Les courbes caractéristiques de la retenue.
- La répartition mensuelle de l'apport (A80% Hm^3).
- La répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation.
- La répartition mensuelle des pertes par évaporations et infiltrations.

III.6.1. Courbes caractéristiques de la retenue

Les caractéristiques (surface-capacité-hauteur) du réservoir ont été estimées pour différentes altitudes à partir du levé topographique de la cuvette.

La cote minimale relevée est de 24m et la cote maximale de 100m.

L'approximation des volumes a été faite selon l'expression suivante :

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H$$

ΔV_I: Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives m^3

S_{i+1} : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_{i+1} en m^2

S_i : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_i en m^2

ΔH: Différence d'altitude entre les deux courbes de niveau successives ΔH=5 m

Les caractéristiques topographiques et volumétriques de la retenue sont données dans le Tableau III.30

Les courbes de surface et de capacité de la retenue sont données dans la figure

Tableau III. 30: Caractéristiques topographiques et volumétriques de la retenue

Cote (m)	Surface (km^2)	Surface moy (km^2)	Hauteur (m)	Volume Partiel (Mm^3)	Volume Cumulé (Mm^3)
24	**0**	**0,025**	1	**0,033**	**0**
25	**0,05**				**0,033**
30	**0,45**	**0,25**	5	**1,25**	**1,283**
35	**0,8**	**0,625**	5	**3,125**	**4,408**
40	**1,15**	**0,975**	5	**4,875**	**9,283**
45	**1,55**	**1,35**	5	**6,75**	**16,033**
50	**1,95**	**1,75**	5	**8,75**	**24,783**
55	**2,35**	**2,15**	5	**10,75**	**35,533**
60	**2,8**	**2,575**	5	**12,875**	**48,408**
65	**3,25**	**3,025**	5	**15,125**	**63,533**
70	**3,75**	**3,5**	5	**17,5**	**81,033**
75	**4,2**	**3,975**	5	**19,875**	**100,908**
80	**4,7**	**4,45**	5	**22,25**	**123,158**
85	**5,25**	**4,975**	5	**24,875**	**148,033**
90	**6**	**5,625**	5	**28,125**	**176,158**
95	**7,2**	**6,6**	5	**33**	**209,158**
100	**8,7**	**7,95**	5	**39,75**	**248,908**

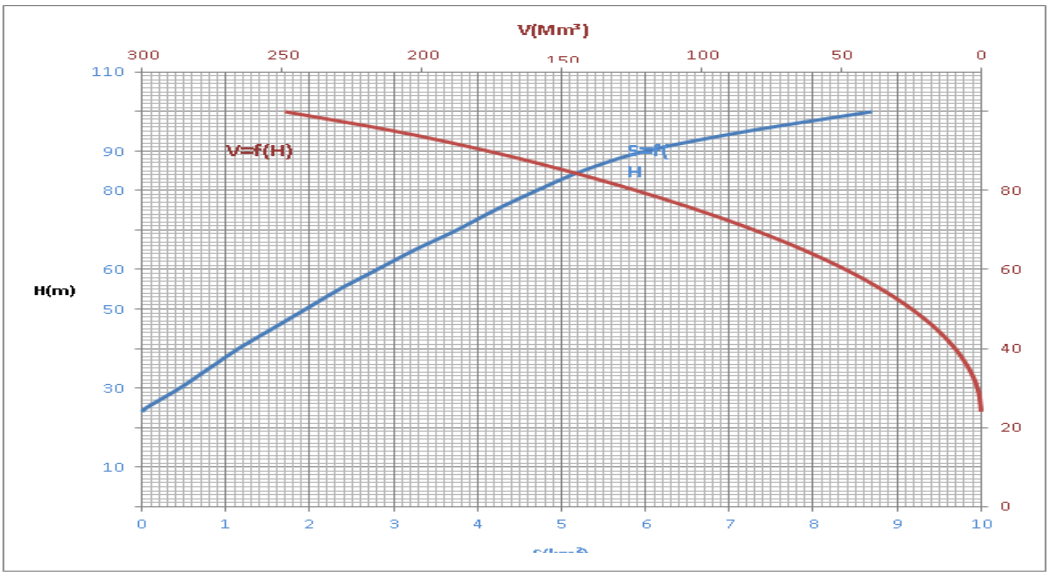


Figure III. 15: Courbe capacité hauteur.

III.6.2. Répartition mensuelle de l'apport 80%

Tableau III. 31: Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen annuel

Mois	sep	oct	nov	déc	jan	fév	mar	avr	mai	juin	juill	Août
$A_{80\%}$ (Mm^3)	**1,148**	**2,099**	**2,35**	**3,7**	**3,73**	**2,938**	**3,033**	**2,603**	**1,763**	**0,508**	**0,066**	**0,398**

III.6.3. Module d'irrigation

D'après l'Institut National d'Agronomie les besoins en eau destinée à l'irrigation pour des cultures maraîchères par mois sont :

La répartition mensuelle de la consommation est donnée dans le Tableau III.32.

Tableau III. 32: Répartition mensuelle de la consommation

Mois	**sep**	**oct**	**nov**	**Déc**	**jan**	**fév**	**mar**	**avr**	**mai**	**juin**	**juil**	**Aaoû**	**Somme**
U (Mm^3)	1.2	0	0	0	0	0	0.58	0.7	0.85	1	1.3	1.3	6.93

Pour calculer le volume utile de la Source : ANBT

III.7. Régularisations saisonnières sans tenir compte des pertes

Retenue on a besoin de :

- L'apport annuel A80%.
- La consommation totale.
- Le volume mort de la retenue.

Le calcul de la régularisation est effectué en utilisant "la méthode du bilan d'eau".

- Détermination de la période à bonne hydraulicité.
- Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique.
- Calcul des volumes excédentaires et déficitaires "Vs" et "Vd".
- Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.La période à bonne hydraulicité est celle du mois d'octobre jusqu'au mois de mai.

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le Tableau (III.33).

$$\mathbf{V_S = 20.34\ Mm^3} \quad \text{et} \quad \mathbf{V_d = 2.68 Mm^3.}$$

$$Vs > Vd \quad \text{D'où :} \quad Vu = Vd$$

Donc la retenue fonctionne à un seul temps, en remarque aussi que l'excèdent d'eau et plus grand que le déficit donc :

$$Vu = Vd = \mathbf{2.68\ Mm^3}$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m = 2.68 + 5.92 = 8.6\ \text{Mm}^3$$

$$V_{NNR} = 8.6\ \text{Mm}^3 \Longrightarrow \text{NNR=39 m.NGA}$$

Tableau III. 33: Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Mois	A80%(Mm³)	U80%(Mm³)	A-U (Mm³)	1ére consigne d'exploitation		
				Vri (Mm³)	Vri (Mm³)	Vri (Mm³)
Oct	2.0978	0.0000	**+2.0978**	5.92	5.92	***
Nov	2.346	0.000	**+2.346**	8.0178	8.0178	***
Dec	3.649	0.0000	**+3.649**	8.6	10.3638	1.7638
Jan	3.734	0.0000	**+3.734**	8.6	12.249	3.649
Fev	2.938	0.0000	**+2.938**	8.6	12.334	3.734
Mar	3.033	0.58	**+2.453**	8.6	11.538	2.938
Avr	2.603	0.70	**+1.903**	8.6	11.053	2.453
Mai	1.763	0.85	**+0.913**	8.6	10.503	1.903
Juin	0.508	1.00	**-0.492**	8.6	9.513	0.913
Juil	0.066	1.3	**-1.234**	8.108	8.108	***
Août	0.398	1.3	**-0.902**	6.874	6.874	***
Sep	1.148	1.2	**-0.052**	5.972	5.972	***
				5.92	5.92	***

III.7.1. Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes :

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.

A. Pertes par évaporations :

On a: $\mathbf{V_{ep} = E_s \cdot S_{moy}}$

$\mathbf{V_{ep}}$ **:** Volume perdu à cause de l'évaporation.

$\mathbf{E_s}$ **:** Evaporation mensuelle (m).

$\mathbf{S_{moy}}$ **:** Surface du plan d'eau correspond au volume moyen (Vmoy).

$\mathbf{V_{moy}}$: Volume moyenne $\left[V_{moy} = \frac{V_{rf.i} + V_{rf.i+1}}{2}\right]$.

$V_{rf.i}$ *et* $V_{rf.i+1}$: Les volumes de la retenue de deux mois successifs.

B. <u>Pertes par infiltration :</u>

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$\mathbf{V_{inf} = \frac{\delta . V_{moy}}{100}}$$

$\mathbf{V_{inf}}$: Volume perdu à cause de l'infiltration.

δ : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette déterminer d'après le tableau (III.34).

$$\left[V_{moy} = \frac{V_{rf.i} + V_{rf.i+1}}{2}\right]$$

$V_{rf.i}$ *et* $V_{rf.i+1}$: Les volumes de la retenue de deux mois successifs.

Tableau III. 34: Valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologique

Nature	**Hauteur d'infiltration pendant une année (cm)**	**δ**	
		Année	**Mois**
Sol a faible perméabilité	0 à 50	5 à 10	**0,5 à 1,0**
Sol à perméable moyenne	50 à 100	10 à 20	1 à 1,5
Sol a forte perméabilité	>100 à 200	>20 à 40	>1,5 à 3,0

Sol à faible perméabilité on opte pour une valeur de **δ=0.5**

Tableau III. 35: Les volumes des pertes dans la retenue

Mois	Vri (Mm^3)	Vmoy (Mm^3)	S (Km^2)	Es moy (mm)	Vep (Mm^3)	Vinf (Mm^3)	Pertes (ev+inf) (Mm^3)
Oct	7,0904	6,5052	0,99	75	0,07425	0,035452	**0,109702**
Nov	9,267	8,1787	1,085	48	0,05208	0,046335	**0,098415**
Dec	9,267	9,267	1,15	29	0,03335	0,046335	**0,079685**
Jan	9,267	9,267	1,15	48	0,0552	0,046335	**0,101535**
Fev	9,267	9,267	1,15	35	0,04025	0,046335	**0,086585**
Mar	9,267	9,267	1,15	45	0,05175	0,046335	**0,098085**

Avr	9,267	9,267	1,15	72	0,0828	0,046335	**0,129135**
Mai	9,267	9,267	1,15	61	0,07015	0,046335	**0,116485**
Juin	8,611	8,939	1,115	114	0,12711	0,043055	**0,170165**
Juil	7,19	7,9005	1,065	148	0,15762	0,03595	**0,19357**
Aou	6,111	6,6505	0,96	155	0,1488	0,030555	**0,179355**
Sep	5,92	6,0155	0,92	120	0,1104	0,0296	**0,14**

C. Estimation de l'erreur :

Les volumes des pertes sont considérés comme une consommation pour ces calculs on doit vérifier la condition suivante :

$$\boldsymbol{\varepsilon = \frac{V_u' - V_u}{V_u} \cdot 100} \qquad \text{Avec} \qquad \boldsymbol{1\% < \varepsilon < 2\%}$$

$\mathbf{V_u}$ **:** Volume utile sans tenir compte des pertes.

$\mathbf{V_u'}$ **:** Volume utile en tenant compte des pertes.

Si cette condition (**$1\% < \varepsilon < 2\%$**) n'est pas vérifiée on doit faire des itérations

$$\boldsymbol{\varepsilon = \frac{V_u' - V_u}{V_u} \cdot 100} = \frac{3.347 - 2.67}{2.67} \cdot 100 = 25.34\ \%$$

La condition n'est pas vérifiée, donc, on doit faire une deuxième approximation et estimerl'erreur.

Tableau III. 36: Régularisation saisonnière en tenant compte les pertes totales en (Mm3)

Mois	**A80%**	**U+E**	**A -(U+E)**	**1ère consigne d'exploitation**		
				Vri	**Vri**	**Vri**
Oct	**2.0978**	0.114	**+1.984**	5.92	5.92	***
Nov	**2.346**	0.095	**+2.251**	7.0904	7.0904	
Dec	**3.649**	0.075	**+3.574**	9.267	10.155	0.888
Jan	**3.734**	0.096	**+3.638**	9.267	12.841	3.574
Fev	**2.938**	0.082	**+2.856**	9.267	12.905	3.638
Mar	**3.033**	0.673	**+2.36**	9.267	12.123	2.856
Avr	**2.603**	0.823	**+1.78**	9.267	11.627	2.359
Mai	**1.763**	0.961	**+0.802**	9.267	11.047	1.78
Juin	**0.508**	1.164	**-0.656**	9.267	10.087	0.82
Juil	**0.066**	1.487	**-1.421**	8.611	8.611	***
Août	**0.398**	1.477	**-1.079**	7.19	7.19	***
Sep	**1.148**	1.339	**-0.191**	6.111	6.111	***
				5.92	5.92	***

V_s =19.25 Mm^3 et **V_d = 3.347Mm^3.**

Vs> Vd D'où : Vu = Vd

Donc la retenue fonctionne à un seul temps, en remarque aussi que l'excèdent d'eau et plus grand que le déficit donc :

$$Vu = Vd = 3.347\ Mm^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m = 3.347 + 5.92 = 9.267\ Mm^3$$

$$\mathbf{V_{NNR} = 9.267\ Mm^3} \Longrightarrow \mathbf{NNR = 40\ m.NGA}$$

Après avoir fait les calculs pour la deuxième itération les résultats sont portés dans le tableau III 37.

Tableau III. 37: Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Mois	A80%	U+E	A -(U+E)	2ème consigne d'exploitation		
				Vri	Vrf	S
Oct	**2.0978**	0.110	**+1.988**	5.92	5.92	***
Nov	**2.346**	0.098	**+2.2346**	7.908	7.908	
Dec	**3.649**	0.080	**+3.569**	9.283	10.1426	0.8596
Jan	**3.734**	0.102	**+3.632**	9.283	12.852	3.569
Fev	**2.938**	0.087	**+2.851**	9.283	12.915	3.632
Mar	**3.033**	0.678	**+2.355**	9.283	12.134	2.851
Avr	**2.603**	0.829	**+1.774**	9.283	11.638	2.355
Mai	**1.763**	0.966	**+0.797**	9.283	10.057	0.774
Juin	**0.508**	1.170	**-0.662**	9.283	10.08	0.797
Juil	**0.066**	1.494	**-1.428**	8.621	8.621	***
Août	**0.398**	1.479	**-1.081**	7.193	7.193	***
Sep	**1.148**	1.340	**-0.192**	6.112	6.112	***
				5.92	5.92	***

D'après le tableau III.37 on a :

$$V_s'' = 19.2006 Mm^3 \quad \text{Et } V_d'' = 3.363 Mm^3$$

$$V_s > V_d \quad \text{D'où :} \quad V_u = V_d$$

Donc la retenue fonctionne à un seul temps, on remarque aussi que l'excédent d'eau et plus grand que le déficit donc :

$$V_s'' = V_d'' = 3.363\ Mm^3$$

L'estimation de l'erreur :

$$\varepsilon = \frac{V_u'' - V_u''}{V_u'} \cdot 100 = \frac{3.363 - 3.347}{3.347} \cdot 100 = 0.48\%$$

L'erreur $\mathbf{0.48\% < 2\%}$ donc il est acceptable.

Le volume normal de la retenue est de :

$V_{NNR} = 9.283 Mm^3$ ⟹ NNR = 40.3 m.NGA

III.8. La régularisation interannuelle

Le volume utile dans le cas de la régularisation interannuelle est égal :

$$\mathbf{V_{upa} = (\beta_s + \beta_{pa})W_0}$$

$\boldsymbol{\beta_s}$:Composante saisonnière du volume utile ;

$\boldsymbol{\beta_{pa}}$:Composante pluriannuelle du volume utile ;

$\mathbf{W_0}$:Apport moyen interannuel ;

La composante saisonnière $\boldsymbol{\beta_s}$ est égale

$$\boldsymbol{\beta_s}=a(Tét-Wét)$$

Tét=Nét/12 : Durée relative de l'étiage au cours de l'année

Wét : Nombre de mois pour le quel il y a etiage

$$\mathbf{V_{upa}= (\beta_s+\beta_{pa})\ W_0}$$

- β**s**: Composante saisonnière du volume utile;
- βplur: Composante pluriannuelle du volume utile;
- W0 : apport moyen interannuel.

La composante saisonnière β_s est égale

$$\beta s = a(Tét - Wét)$$

- Tét = Nét/12 : Durée relative de l'étiage au cours de l'année.
- Nét : Nombre de mois pour le quel il y a étiage.

Wét=$\frac{\sum_{i=1}^{Net} W_m}{\sum_{i=1}^{n} W_{pm}}$: Volume relatif de l'écoulement au cours de l'année.

Wét=$\frac{2.12}{24.85} = 0.085$

- Wm : Apport pendant la période d'étiage.
- Wpm : Apport total pendant les 12 mois de l'année.
- a : Coefficient de régularisation : a= 0.46D'où : $\beta s = 0.114$.

La composante interannuelle βpa déterminée en utilisant les monogrammes de Pléchkov-svanidzé. Cette composante βpa= f (P%, a, Cv, Cs et r).

Avec :

P% : probabilité de garantie.

a : Coefficient de régularisation.

Cv : Coefficient de variation.

Cs : Coefficient d'asymétrie.

r : coefficient de corrélation.

Ce coefficient "r" est donné par le tableau de Radkovitch dans le tableau III.39.

Tableau III. 38: Tableau de RADKOVITCH r=f (module spécifique)

Module spécifique M (l/s. km²)	> 20	10-20	4-10	1-4	< 1
r	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5

(Mémoire ENSH.5-0007-13/01)

Dans le cas où Cs=2*Cv=2* 0.39=0.78 et r =0.3 ;on peut utiliser les graphique de MISLOVSKI donnant βpa = f(Cv, P% et a).

βpa= 3.84

Vupa= (3.84+0.114) *28.24=111.661 Mm³

Vu=Vui+Vus=111.661+3.363=115.024Mm³.

On prend :

Vu= 115.1Mm³

Le volume au niveau normal de la retenue :

VNNR=121.02 Mm³ d'où **NNR = 85.5m.NGA**

III.9. Etudes des crues

L'intérêt économique de la prédétermination du débit maximum probable des crues d'un cours d'eau en un point donné est évident en raison des effets destructifs bien connus de ces cataclysmes hydrologiques et de la nécessité d'en préserver les ouvrages. Les dimensions des évacuateurs de crue des barrages, la hauteur des digues de protection contre l'inondation sont essentiellement déterminées par le maximum probable de la crue au quel ses ouvrages devront faire face compte tenu de certaines considérations d'optimum économique.

L'estimation des crues révèle une grande importance pour la sécurité de l'ouvrage à implanter.

Les paramètres définissants une crue est :

1- Le débit maximum de la crue (débit de pointe).
2- Le volume de la crue.
3- La forme de la crue (Hydrogramme de crue).
4- Le temps de base.

III.9.1. Formules empiriques pour la détermination de la crue

A) Formule de MALLET - GAUTHIER :On a :

$$\mathbf{Q_{max,p\%} = \frac{2 \cdot K \cdot Log(1 + A \cdot P_{moy}) \cdot S \cdot \sqrt{1 + 4LogT - LogS}}{\sqrt{L}}}$$

Qmax, p% : Débit maximum pour une fréquence donnée (m3/s).

Pmoy : Pluie moyenne annuelle [m].

S : Superficie du bassin versant [Km2].

L : Longueur du talweg principal [Km].

K : coefficient dépendant des caractéristiques du bassin varie entre 1 et 3 [K = 2].

A : Paramètre du bassin varie entre 20 et 30 [A = 25].

T : période de retour [an]

$$\mathbf{Q_{max,p\%} = \frac{2 \cdot 2 \cdot Log(1 + 25 \cdot 0.738) \cdot 176.5 \cdot \sqrt{1 + 4LogT - Log176.5}}{\sqrt{31.4}}}$$

$$\mathbf{Q_{max,p\%}} = 162.4 \cdot \sqrt{LogT - 1.25}$$

Le Tableau III.40 nous donne les résultats de calcul pour différents périodes de retour.

Tableau III. 39: Récapitulatif des résultats de la formule Mallet- Gauthier

Période de retour (an)	10000	1000	100	50	10
Q_{max} (m^3/s)	**623.71**	**532.46**	**421.93**	**382.45**	**269.31**

B) Formule de SOKOLOVSKY :

On a :

$$\mathbf{Q_{max,p\%} = \frac{0.28 \cdot (P_{ct} - H_0) \cdot \alpha \cdot F \cdot S}{T_c}}$$

S: Superficie du bassin [Km²].

T_c : temps de concentration[h].

P_{ct} : pluie fréquentielle de courte durée correspondant au temps de concentration.

H_0 : Perte initiale [H_0 = 13mm] (A l'est de l'Algérie).

α : Coefficient de ruissellement de la crue pour une période donnée

Coefficient de forme de la crue :$\left[\mathbf{F = \frac{12}{4+3\gamma}}\right]$

Tableau III. 40: Valeur de γ en fonction de bassin versant.

Condition	γ
Surface du B.V compris entre 1 et 50 km²	$\gamma = 2$
Pour un bassin boisé avec un sol peut perméable	$2 \leq \gamma \leq 2.5$
Pour un bassin boisé	$3 \leq \gamma \leq 4.$

On prend : $\gamma = 2.2$ D'où : **F =1.13**

Les résultats de calcul sont inscrits dans le Tableau III.42.

Tableau III. 41: Récapitulatif des résultats de la formule de Sokolovsky.

Période deretour (an)	**10000**	**1000**	**100**	**50**	**10**
Fréquence	0.01%	0.1%	1%	2%	10%
P_{ct} (mm)	163.27	122.61	86.57	76.46	53.77
$\alpha_{p\%}$	0.56	0.51	0.44	0.42	0.34
$Q_{max\,p\%}$ (m^3/s)	**961.01**	**638.39**	**369.68**	**304.38**	**158.30**

C) Formule de POSSENTI :

On a :

$$Q_{p\%} = \frac{\mu \cdot P_{maxj\%} \cdot S}{L}$$

$P_{max\,p\%}$: Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée [m].μ

: Coefficient compris entre 700 et 800 [μ = 750]

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

AN :

$$Q_{p\%} = \frac{750 \cdot P_{maxj\%} \cdot 176.5}{31.4} = 4215.76 \cdot P_{maxj\%}$$

Les résultats de calcul sont inscrits dans le Tableau III.43.

Tableau III. 42: Récapitulatif des résultats de la formule Possenti

Période de retour (an)	**10000**	**1000**	**100**	**50**	**10**
Pmax j % (mm)	276.00	207.26	146.34	129.25	90.896
Qmax (m^3/s)	**1163.55**	**873.76**	**616.93**	**544.89**	**383.20**

D)Formule de TURRAZA :

On a :

$$Q_{max,p\%} = \frac{C \cdot I_{tc} \cdot S}{3.6}$$

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

C : Coefficient de ruissellement en fonction de la probabilité donnée.

I_{ct} : Intensité des pluies pour une fréquence donnée correspondant au T_c en [mm/h].

Tableau III. 43: Récapitulatif des résultats de la formule Turraza

Fréquence (%)	**0.01**	**0.1**	**1**	**2**	**10**
C	0.86	0.81	0.71	0.59	0.55
I_{tc} (mm/h)	33.39	25.07	17.70	15.64	11.00
$Q_{max}(m^3/s)$	**1689.33**	**1194.64**	**739.32**	**542.86**	**355.92**

Les résultats de calcul de toutes les formules sont représentés dans le Tableau III.45

Tableau III. 44: Récapitulatif des résultats de débit de crue

Formule	Q 0.01% (m^3/s)	Q 0.1% (m^3/s)	$Q_{1\%}$ (m^3/s)	Q 2% (m^3/s)	Q 10% (m^3/s)
Mallet - Gauthier	623.71	532.46	421.93	382.45	269.31
Sokolovsky	961.01	638.39	369.68	304.38	158.30
Possenti	**1163.55**	**873.76**	**616.93**	**544.89**	**383.2**
Turraza	1689.33	1194.64	739.32	542.86	355.92
Moyenne	1109.4	809.81	563.97	443.65	291.68

L'analyse des résultats obtenus par les quatre formules montre que la formule de Possenti est la plus proche à la moyenne, donc on opte pour les valeurs trouvées par la formule de Possenti.

III.9.2. Hydrogrammes de crues

Les hydrogrammes de crue seront établit selon la méthode de Sokolovsky. Cette méthode assimile l'hydrogramme de crue à deux équations paraboliques l'une pour la montée de la crue et l'autre pour la décrue.

- Pour la montée de la crue

$$Q_m = Q_{max}\left(\frac{t}{t_m}\right)^x$$

- Pour la décrue :

$$Q_d = Q_{max}\left[\frac{t_d - t}{t_d}\right]^y$$

Où :

tm : Temps de montée de la crue **[tm=tc =4.89h].**

td : temps de la décrue **[td=δ.tm].**

x=2 et y=3

δ : Coefficient qui dépend des caractéristiques du bassin versant.

Tableau III. 45: Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ

Condition	**δ**
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	**2 à 2,5**
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales.	3 à 4
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues.	4 à 7

Pour notre bassin δ=2,5.

A.N :

$$t_d = \delta * t_m$$

$$t_b = t_m + t_d$$

Pour la montée :

$$Q_m = Q_{max,p\%}\left(\frac{t}{4.89}\right)^2$$

Pour la décrue :

$$Q_d = Q_{max,p\%}\left[\frac{t_d - t}{t_d}\right]^3$$

Les résultats obtenus pour les différentes fréquences sont représentés dans les Tableaux suivant.

Récapitulatif des résultats de calcul pour tracer des hydrogrammes de crue :

Tableau III. 46: Débits fréquentielles pour construction l'hydrogramme de crue (monté)

Temps (h)	0	1	2	3	4	**4.89=tm**
Q 10% (m^3/s)	0	16.02536	64.101044	144.22824	256.40575	383.20000
Q 2% (m^3/s)	0	22.78721	91.14883	205.08487	364.59533	544.89000
Q 1% (m^3/s)	0	25.79991	103.19964	232.19918	412.79854	616.93000
Q 0.1% (m^3/s)	0	36.54050	146.16198	328.86447	584.64794	873.76
Q 0.01% (m^3/s)	0	48.65947	194.63786	437.93519	778.55144	1163.55

Tableau III. 47: Débits fréquentielles pour construction l'hydrogramme de crue (décrue)

Temps (h)	5	6	7	8	9	10	11	12
Q 10% (m^3/s)	346.24	98.52	35.2	15.85504	7.05917	2.32306	0.38982	0.00255
Q 2% (m^3/s)	490.25	174.61	71.25	24.53	10.0377	3.30327	0.554	0.00362
Q 1% (m^3/s)	574.21	246.53	129.86	54.74	24.57	3.74	0.62758	0.0041
Q 0.1% (m^3/s)	834.21	415.28	261.78	164.91	98.24	46.38	17.62	0.00581
Q 0.01% (m^3/s)	1123.67	652.76	428.94	291.35	196.31	104.86	28.67	0.00774

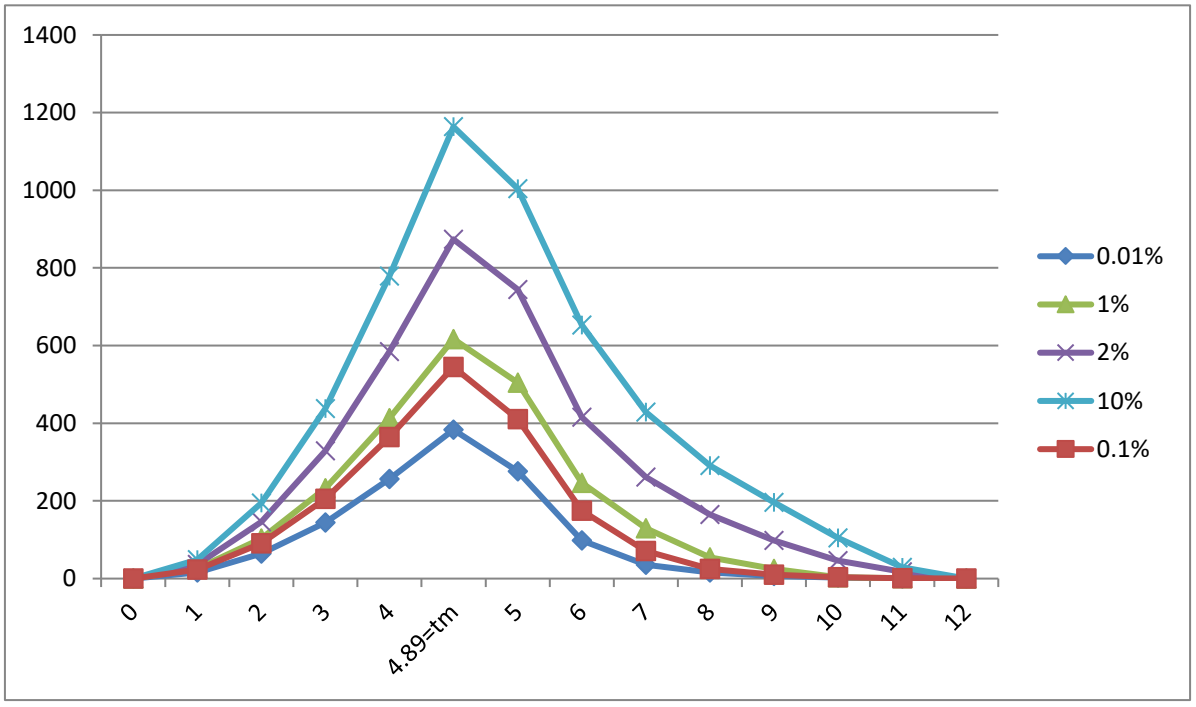


Figure III. 16: Hydrogrammes de crue pour différentes fréquences.

III.10. Estimation de la crue de projet

La crue de projet est la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer. Le passage de cette crue doit se faire sans causer à l'ouvrage de dommage qui pourrait avoir des conséquences graves pour l'aval. En outre le laminage de la crue parla retenue ne doit pas provoquer de submersion dommageable à l'amont.

Pour son estimation nous nous reportons aux recommandations de plusieurs comités (R.Rolley, 1977), on site :

- ✓ Le comité national australien des grands barrages (CNAGB)
- ✓ Le CEMAGREF (ex : C.T.G.R.E.F).

Il existe plusieurs méthodes pour la détermination de la crue de projet tel que :

1-/ Méthode du gradient des valeurs extrêmes.

2-/ Méthode PMP-PMF (pluie maximum probable –débits maximum probable).

Recommandations du comité national Australien des grands barrages (voir Tableau III.49)

Tableau III. 48: Catégories des dommages résultant des crues

Dommages élevés	**Dommages importants**	**Dommages faibles**
Pertes de vie envisagées en raison de la fréquence de la population ou d'autre centre d'activité à l'aval.	Pas de pertes de vies envisagées mais la possibilité existe toute fois. Pas de développement urbain et nombre limité d'édifices à l'aval.	Pas de pertes de vies envisagées.
Pertes économiques considérables : dommages à des entreprises industrielles, commerciales ou agricoles, des édifices publics et des centres d'habitation, dommage au barrage lui-même et à d'autres réservoirs à l'aval.	Pertes économiques appréciables. Dommages à des édifices publics importants, au barrage lui-même et à d'autres réservoirs à l'aval.	Pertes économiques minimales. Bâtiments agricoles, terres et chemin vicinaux.
Le barrage est essentiel à l'activité économique et les réparations ne sont pas possibles.	Réparation possible du barrage. Disponibilité des sources de secours pour la fourniture en eau ou en électricité.	Réparation du barrage possible, pertes indirectes faibles.

Tableau III. 49: Crue de projet recommandée

Catégories des dommages	Crue de projet recommandée probabilité de dépassement annuelle
Elevés - Perte de vie; - Dommage considérable	1/100000 à 1/10000
Importants - Pas de perte de vie; - Dommages importants.	1/10000 à 1/1000
Faibles - Pas de perte de vie; - Dommages légers.	1/1000 à 1/100

Pour la détermination de la crue de projet on doit tenir compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant (précipitations, superficie, perméabilité…)

- On doit calculer l'indice global "Ig" qui est lié à tous ces paramètres tel que :$Ig = I_a \times I_d \times I_r$.

I_a : représente la somme des indices mineurs (intensité des crues et les difficultés topographiques).

I_d : représente la somme des indices des difficultés géologiques et géotechniques).

Ir : représente les risques.

SI :

1/ Le risque est faible (Ig = 1), on dimensionne l'évacuateur de crues pour une crue centennale.

2/ Le risqué est moyen (Ig =2), on dimensionne pour la crue centennale avec vérification ave la crue cinq centennale et parfois millénaire.

3/ Le risqué est élevé, la plus petite crue de dimensionnement ne doit en aucun cas être inférieure à la crue millénaire.

Tableau III. 50: Choix de la crue de projet

Le risque	Risque faible	Risque moyen (modéré)	Risque important
Hydrologie	Bonne connaissance	Connaissance moyennes	Incertitude
Géologie et géotechnique	Peu ou pas de difficulté	Quelques difficultés	Difficiles
Risque ou non de rupture	Faible	Moyen	Important
La crue de projet	Qmax(1%) + revanche	Qmax (1%) + revanche majorée avec vérification pour Qmax *(0.1%) et Qmax (0.2%)*	Qmax (0.1%)

Pour notre cas, on peut considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval n'est pas élevé (site éloigné des zones urbaines- volume d'emmagasinement relativement faible), donc on accepte un risque moyen (Ig =2) et on opte pour la crue centennale.

D'où : **$Q=1163.55\ m^3/s$**

III.11. Laminage des crues

L'étude de laminage consiste soit à déterminer la cote maximale atteinte par le plan d'eau pendant la crue, les dimensions du déversoir de crue (longueur déversante) étant fixéesà priori, soit à déterminer les dimensions de l'évacuateur de crue, la hauteur maximale du pland'eau au-dessus de l'évacuateur de crue étant fixée à priori.

L'étude doit être effectuée pour des crues de forme et de durées diverses afin de déterminer la cote maximale du plan d'eau et le débit maximal correspondant de l'évacuateurde crue dans les conditions les plus défavorables de laminage.

Donc, le calcul de laminage permet de réduire les dimensions et le coût de l'ouvrage d'évacuation sans affecter globale de l'aménagement, Ce type de calcul optimise la capacité de stockage momentanée de la retenue et le débit progressif des déversements en fonction de l'apport entrant de la crue Cette relation peut être formulée comme suite :

$$\mathbf{Q.dt = q.dt + S.dh}$$

Où :

Q: le débit entrant de la crue.

q : le débit déverse par l'évacuateur de crue (débit laminé).

S : la surface du plan d'eau de la cuvette.

Le débit cumule à l'instant **t** est :

$$\mathbf{Q - q = S.dh/dt}$$

Où :

dh/dt : La vitesse de remplissage ou de montée de la retenue.

IL existe plusieurs procédés de calcul comme Hildenblat, Sorensen, Blackmore, Kotcherine, Step bye step et d'autre méthodes nous on va s'intéresser à la méthode de Kotchirine et la méthode de MUSKINGUM qui est largement utilisée et donne de bons résultats et fiables.

Méthode de Kotchirine :

La méthode de Kotchirine est un procède grapho-analytique qui se base sur les principes suivants :

1. L'hydrogramme de crue est considère comme un triangle ou un trapèze,
2. Les débits transitent par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire,
3. Le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau normale de la retenue (NNR).
4. Les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

1 : Estimation du débit de crue laminée :

Le volume stocké est exprimé selon la relation suivant :

$$\mathbf{V_F = V_C \cdot \left(1 - \frac{q_{lam}}{Q\%}\right)}$$

Où :

V_F : le volume d'eau en charge, V_C : le volume de la crue,

$Q\%$: le débit de la crue, q_{lam} : le débit laminé.

De cette relation se déduis le débit de crue laminée :

$$\mathbf{q_{lam} = Q\% \cdot \left(1 - \frac{V_F}{V_C}\right)}$$

Cette relation montre une réduction du débit de pointe de la crue au fur et à mesure quele niveau d'eau augmente dans la cuvette.

2 : Estimation de la charge au-dessus du déversoir :

En faisant transiter ces volumes par un évacuateur de crues aux dimensions que l'ont défini, on analyse plusieurs variantes, Le débit de crue transitant par l'évacuateur de crue se calcule alors avec la relation :

$$\mathbf{q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{\frac{3}{2}}}$$

m : coefficient de débit, dépendant notamment de l'épaisseur du déversoir par rapport a lacharge H, et de la forme de la crête du déversoir, pour notre cas il est constant et égal à 0,49.

g : l'accélération de pesanteur;[g = 9,81m²/s];

L : la largeur de déversoir,

H : la charge sur le déversoir (on fait varier de 0,5 à 2.5 m),Connaissant ce débit et parce qu'aussi :

$$\mathbf{q = S \cdot V_{moy}}$$

$$\mathbf{S = L \cdot (H + P)}$$

Il est possible d'extraire la vitesse moyenne ($\mathbf{V_{moy}}$) comme suit :

$$\mathbf{V_{moy} = \frac{q}{L \cdot (H + P)}}$$

Enfin on calcule les débits en faisant varier cette fois la largeur déversante par la même formule qui a dessus et L compris entre 4 et 18 mètres.

$$\mathbf{q = m \cdot L\sqrt{2g} \cdot H^{\frac{3}{2}}}$$

$$\mathbf{H_0 = H + \frac{\alpha \cdot V_{moy}^2}{2g}}$$

Ho : est la charge globale.

$\mathbf{\frac{\alpha \cdot V_{moy}^2}{2g}}$ **:** La charge dynamique liée à la vitesse d'écoulement ;

P : la hauteur de pelle.

Cette itération donne des courbes qui peuvent s'entrecroiser avec la relation de qlam, Ce sont des points de croisement qui permettent de définir le débit de crue laminée en correspondance à la largeur optimale.

Le débit laminé est calculé pour différentes charges "H" et différentes largeurs de l'évacuateur de crues "b", Les graphiques de la figure sont accordés à la table de calculs, en faisant varier les variables H et L, Les relations s'ajustent automatiquement.

Tableau III. 51: Données initiales

Données initiales	
G	**9,81 m^2/s**
A	**1**
$Q_{1\%}$	**1163.55m^3/s**
$V_{crue\ 1\%}$	**71.69Mm^3**
M	**0,49**
P	**1.5 m**

Détermination des débits laminés et des largeurs des déversoirs :

Les résultats sont rassemblés dans le **Tableau III.52** ci-dessous

Tableau III. 52: Résultat de calcul par la méthode de Kotcherine

hd	**PHE**	**Vphe (Mm^3)**	**Vf**	**qmax**	**q Laminé**					
					b (m)					
					35	**40**	**45**	**50**	**55**	**60**
0	**NNR=85,5**	**121,020**	**0**	**989,018**	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,5	86	122,928	1,908	**962,695**	26,858	30,695	34,531	38,368	42,205	46,042
1	86,5	124,508	3,488	**940,898**	75,965	86,817	97,669	108,521	119,374	130,226
1,5	87	126,105	5,085	**918,866**	139,557	159,493	179,430	199,367	219,303	239,240
2	87,5	127,715	6,695	**896,655**	214,862	245,556	276,251	306,945	337,640	368,334
2,5	88	129,35	8,33	**874,099**	300,278	343,175	386,072	428,969	471,866	514,762
3	88,5	130,993	9,973	**851,432**	394,726	451,115	507,505	563,894	620,283	676,673
3,5	89	132,67	11,65	**828,297**	497,411	568,470	639,529	710,588	781,646	852,705
4	89,5	135,36	14,34	**791,186**	607,720	694,537	781,354	868,172	954,989	1041,806

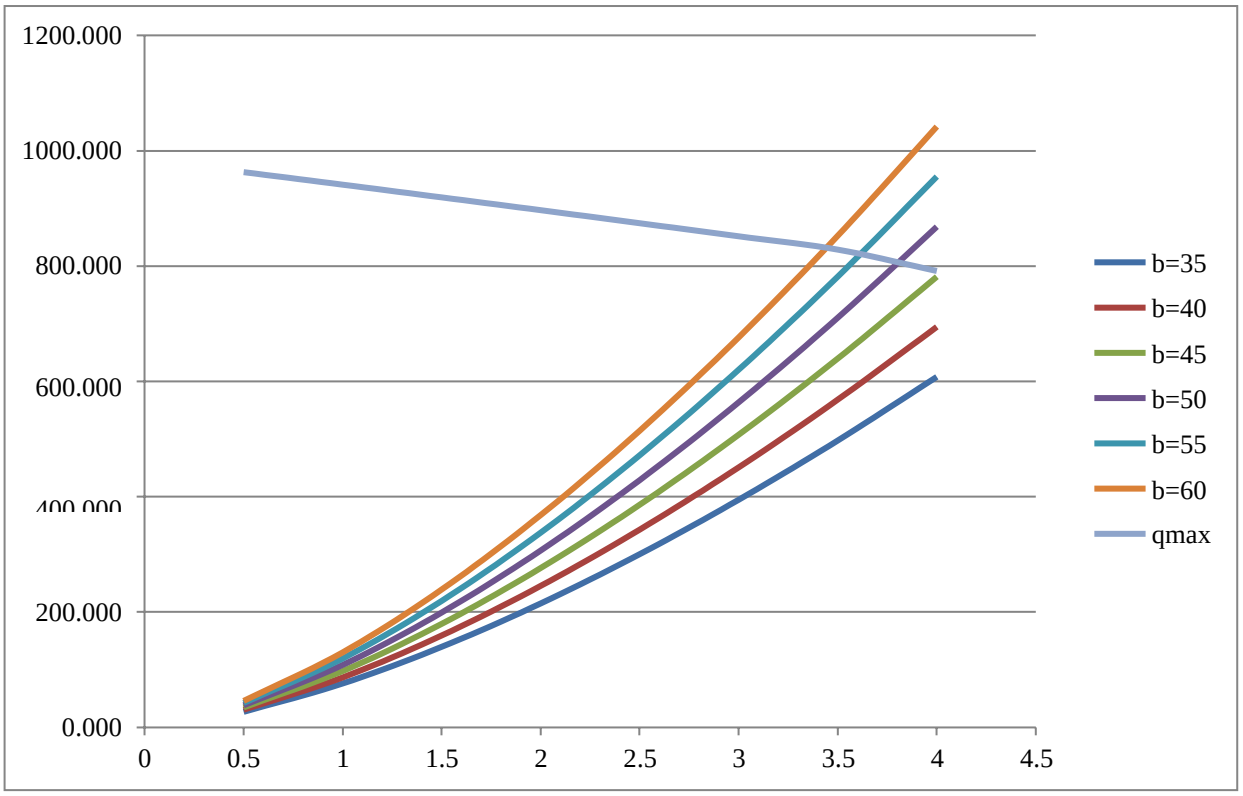


Figure III. 17: Courbe du débit en fonction de la hauteur (Hd).

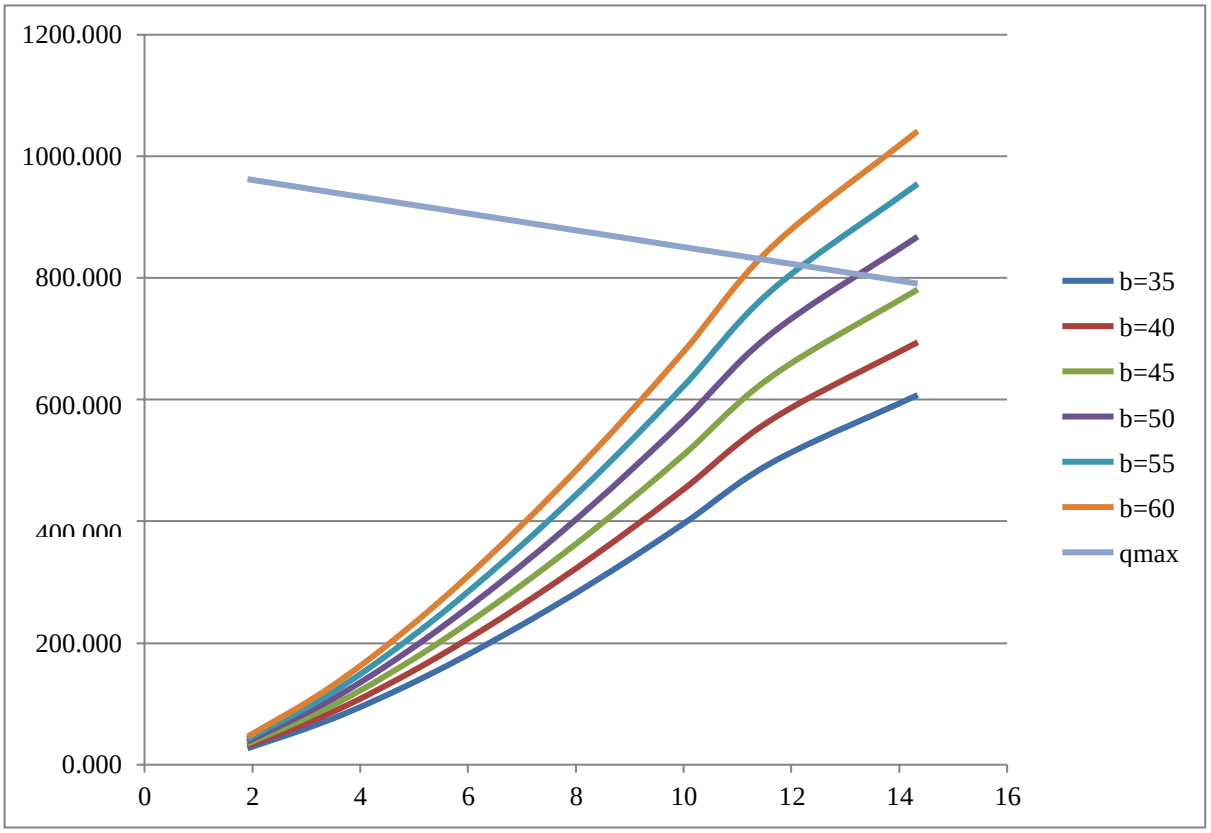


Figure III. 18: Courbe du débit en fonction du volume.

La détermination de la largeur de déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après la réalisation du graphe q = f (h) comme montre la figure III.17 et III.18.

Tableau III. 53: Tableau récapitulatif : Résultats de la méthode de KOTCHERINE

Largeur (m)	Hauteur (m)	Débit laminé (m^3/s)
50	**3.81**	**805**
55	**3.62**	**820**
60	**3.43**	**830**

III.11.1. Étude d'optimisation

Le but de l'étude d'optimisation est de déterminer la largeur optimale de l'évacuateur de crue correspondante à la hauteur optimale de la digue, afin d'obtenir le devais le plus économique de l'aménagement.

Le calcul consiste à évaluer le coût approximatif de l'ouvrage pour les différentes largeurs déversantes correspondantes aux différentes hauteurs de la digue.

III.11.1.1. Calcul du coût approximatif de la digue

On calcul en premier lieu le volume de la digue pour les différentes lames déversantes afin de déterminer son coût, Le volume de la digue est donné par :

$$\mathbf{V_B = \sum V_i} \qquad \text{Avec :} \qquad \mathbf{V_i = \frac{S_i + S_i + 1}{2}} \cdot$$

V_i : le volume du barrage à la cote i.

L_i : Distance entre deux coupes voisines.

Si : Section transversale correspondante à la coupe i $\left[s_i = \frac{b+B_i}{2} \cdot H_i\right]$

Bi : Largeur de base $\left[\mathbf{B_i = (m_1 + m_2) \cdot H_i + b}\right]$

m1, m2 : Les fruits des talus.

b : Largeur en crête (m).

H_i : Hauteur de la tranche au point i $\left[\mathbf{H_i = NNR - Cf + R + h_{dév} + t}\right]$.

R : Revanche en (m).

t : Tassement en (m).

III.11.1.2. Calcul de la revanche

Plusieurs formulas sont utilisées pour le calcul de la revanche :

A) Formule de STEVENSON GAILLARD :

$$\mathbf{R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g}} \qquad \text{Avec :} \qquad \mathbf{H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0.26\sqrt[4]{F}}$$

V : Vitesse de propagation des vagues (m/s).

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch [F = 7.6 km].

A.N :

$H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{7.6} \qquad \sqrt{\ } - 0{,}26 \cdot {}^{4} 7.6 = 1.26\,\text{m}$

D'où :

$$V = 1{,}5 + 2 \cdot H = 1{,}5 + 2 \cdot 1.26 = 4.02\,\text{m/s}$$

Donc :

$$R = 0.75 \cdot 0.79 + \frac{4.02^2}{2 \cdot 9.81} = 1.42\ \text{m}$$

B) Formule de MALLET et PACQUANT :

$$R = H + \frac{V^2}{2g} \qquad \text{Avec} \qquad H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{F}$$

A.N :

$$H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{7.} = 1.41\text{m}$$

$$V = 1{,}5 + 2 \cdot H = 1{,}5 + 2 \cdot 1.41 = 4.32\,\text{m/s}$$

Donc :

$$R = 0.77 + \frac{4.32^2}{2 \cdot 9.81} = 1.72\ \text{m}$$

C) Formule Simplifiée :

$$R = 1 + 0.3\sqrt{F}$$

$$R = 1 + 0{,}3 \cdot \sqrt{7.6} = 1{,}55\,\text{m}$$

Conclusion :

On prend une valeur moyenne donc :

$$R = \frac{1.42 + 1.72 + 1.55}{3} = 1.56m$$

On opte pour R=1.5m

III.11.1.3. Largeur en crête

Différentes formules sont utilisées pour le calcul de la largeur en crête :

1) Formule de KNAPPEN :

$$\mathbf{b_{cr} = 1.65 \cdot \sqrt{H_b}}$$

2) Formule de F-PREECE :

$$\boldsymbol{b_{cr} = \left(1.1\sqrt{H_b}\right) + 1}$$

3) Formule Anonyme (simplifiée):

$$\mathbf{b_{cr} = 3.60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3}$$

4) Formule pratique :

$$\mathbf{b_{cr} = \frac{5}{3}\sqrt{H_b}}$$

Hb : Hauteur du barrage [m];

Pour une charge moyenne de 1,5 mètre on a :

$$\mathbf{H_b = NNR - C_f + h_{dev} + R + t = 85.5 - 24 + h_{dev} + 1.5 + 0.5 = 63.5 + h_{dev}\ m}$$

On admet une valeur de t =0,5mètre pour le tassement du barrage, le Tableau III.54 nous donne les résultats du calcul.

Tableau III. 54: Résultat de calculs de la hauteur du barrage

Largeur	Hauteur hd	Débit laminé(m^3/s)	Hb
(m)	(m)		(m)
50	3,81	805	67.31
55	3,62	820	67.12
60	3,43	830	66.93

Tableau III. 55: Récapitulatif des résultats de calcule de largeur de crête

Formule	b_{cr} (m)
KNAPPEN	**13.52**
EF PREECE	**10.02**
PRATIQUE	**11.63**
SIMPLIFIEE	**13.65**

On opte pour une largeur en crête égale à:

$$b_{cr} = 12\text{m}$$

Tableau III. 56: Récapitulatif des résultats

b (m)	Q_e (m^3/s)	H (m)	NPHE	H_b (m)
50	805	**3,81**	89.31	67.31
55	820	**3,62**	89.12	67.12
60	830	**3,43**	88.93	66.93

III.11.1.4. Calcul du coût de la digue

A partir du profil longitudinal de l'axe du barrage représenté par-là, on peut calculer les volumes de la digue correspondants aux différentes largeurs déversantes, en utilisant les formules citées précédemment.

Tableau III. 57: Volume de la digue pour b=50m

Digue N°01 (b=50m) Hb= 67,31 m						
Coupe N°	Hi (m)	Bi (m)	Wi (m²)	Wm (m²)	Li (m)	Vi (m³)
1	**0**	12	**0**	**124,81227**	50	6240,6135
2	**8,34**	47,862	**249,62454**			
3	**19,6**	96,28	**1061,144**	**655,38427**	50	32769,2135
4	**34,3**	159,49	**2941,0535**	**2001,09875**	50	100054,9375
5	**41,2**	189,16	**4143,896**	**3542,47475**	100	354247,475
6	**67,31**	301,433	**10548,5876**	**7346,24181**	200	1469248,362
7	**34,5**	160,35	**2973,0375**	**6760,81256**	200	1352162,512
8	**22,5**	108,75	**1358,4375**	**2165,7375**	133	288043,0875
9	**12,4**	65,32	**479,384**	**918,91075**	50	45945,5375
10	0	12	**0**	**239,692**	50	11984,6
				TOTAL	**883**	**3660696,34**

Tableau III. 58: Volume de la digue pour b=55m

Digue N°01 (b=55m) Hb= 67,12 m						
Coupe N°	Hi (m)	Bi (m)	Wi (m²)	Wm (m²)	Li (m)	Vi (m³)
1	**0**	12	**0**	**120,3041875**	50	6015,209375
2	**8,15**	47,045	**240,608375**			
3	**19,41**	95,463	**1042,92842**	**641,768395**	50	32088,41975
4	**34,11**	158,673	**2910,82802**	**1976,878215**	50	98843,91075
5	**41,01**	188,343	**4108,03322**	**3509,430615**	100	350943,0615
6	**67,12**	300,616	**10491,393**	**7299,713088**	200	1459942,618
7	**34,31**	159,533	**2942,64862**	**6717,020788**	200	1343404,158
8	**22,31**	107,933	**1337,85262**	**2140,250615**	133	284653,3318
9	**12,21**	64,503	**467,050815**	**902,451715**	50	45122,58575
10	0	12	**0**	**233,5254075**	50	11676,27038
				TOTAL	**883**	**3632689,564**

Tableau III. 59: Volume de la digue pour b=60m

Digue N°01 (b=60m) Hb= 66,93 m						
Coupe N°	Hi (m)	Bi (m)	Wi (m²)	Wm (m²)	Li (m)	Vi (m³)
1	**0**	12	**0**	**115,87372**	50	5793,686
2	**7,96**	46,228	**231,74744**			
3	**19,22**	94,646	**1024,86806**	**628,30775**	50	31415,3875
4	**33,92**	157,856	**2880,75776**	**1952,81291**	50	97640,6455
5	**40,82**	187,526	**4072,32566**	**3476,54171**	100	347654,171
6	**66,93**	299,799	**10434,3535**	**7253,3396**	200	1450667,92
7	**34,12**	158,716	**2912,41496**	**6673,38425**	200	1334676,85
8	**22,12**	107,116	**1317,42296**	**2114,91896**	133	281284,2217
9	**12,02**	63,686	**454,87286**	**886,14791**	50	44307,3955
10	0	12	**0**	**227,43643**	50	11371,8215
				TOTAL	**883**	**3604812,1**

Remarque :

Pour les fruits de talus de la digue amont et aval on prend respectivement 2.5 et 1.8 mètres et pour le prix du mètre cube du remblai est estimé à 400 da.

Tableau III. 60: Résultats de calculs du cout de la digue pour les différentes largeurs déversantes

COUTS DE LA DIGUE				
Digue	**b(m)**	**hdev(m)**	**V(m³)**	**Montant en DA**
1	50	3,81	3660696,3	**1464278520**
2	55	3,62	3632689,6	**1453075840**
3	60	3,43	3604812,1	**1441924840**

III.11.2. Calcul du coût de l'évacuateur de crues

III.11.2.1. Coût du déversoir

Le déversoir sera construit en béton armé, de type profile Creager, celui-ci s'adapte mieux à l'écoulement puisque la lame déversante épouse toujours le profil, donc on aura une diminution des phénomènes hydrauliques dangereux (cavitation, dépression…), pouvant engendrer des dégâts importants et provoquant à la suite l'instabilité de l'ouvrage. Le coefficient de débit est m = 0.44

La section transversale du déversoir est obtenue en schématisant le profil du déversoir pour la charge déversante à l'aide de l'équation du profil donnée par :

$$\frac{Y}{H} = 0.47 \cdot \left(\frac{X}{H}\right)^{1.80}$$

H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc :

$$\mathbf{V_{dév} = S.\ L}$$

S : Section transversale (m2).

L : Largeur déversant (m).

En fixant le mètre cube du béton à vingt-deux mille dinars Algériens 22000 DA, le coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes sera :

Tableau III. 61: Résultats de calculs du cout du déversoir pour les différentes largeurs déversantes

Profil n°	B(m)	Hdev (m)	S (m^2)	V (m^3)	Montant en DA
1	50	3,81	34,5	1725	**37950000**
2	55	3,62	34,22	1882,1	**41406200**
3	60	3,43	31,59	1895,4	**41698800**

III.11.2.2. Calcul du Coursier

Tableau III. 62: Résultats de calculs du cout du coursier pour les différentes largeurs déversantes

B (m)	H (m)	Q (m^3/s)	Hb (m)	b coursier (m)	Volume (m^3)	Montant en DA
50	3,81	805	37,31	14,532	6235,2	**137174400**
55	3,62	820	67,12	14,639	6400,8	**140817600**
60	3,43	830	66,93	14,711	6498	**142956000**

III.11.3. Le coût total du barrage

Le coût total (Digue + Evacuateur de crues) est donné ci-dessous :

Tableau III. 63: Coût Totale du barrage

Profil n°	B (m)	Hdev (m)	LA DIGUE	LE DEVERSOIR	COURSIER	TOTAL
1	50	3,81	1464278520	37950000	137174400	1639402920
2	55	3,62	1453075840	41406200	140817600	1635299640
3	**60**	**3,43**	**1441924840**	**41698800**	**142956000**	**1626579640**

D'après la courbe d'optimisation représentée par la Figure III.19, la largeur du déversoir donnant le coût minimum est **60 mètres**.

Donc la hauteur du barrage est : $\mathbf{H_b = 66.93\ m}$

D'où la cote de la crête du barrage égale a 91m.NGA

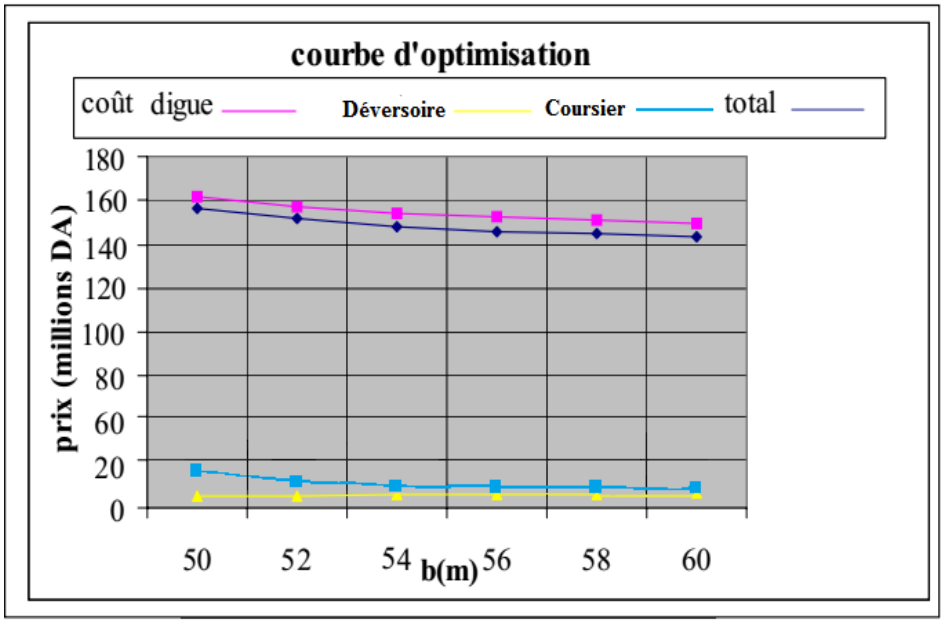


Figure III. 19: Courbe d'optimisation des largeurs de l'évacuateur de crue.

Tableau III. 64: Caractéristiques du barrage

DENOMINATION	UNITE	QUANTITE
VOLUME MORT	$M.m^3$	**5.92**
VOLUME UTILE	$M.m^3$	**115.1**
VOLUME AU NIVEAU NORMAL DE LA RETENUE	$M.m^3$	**121.02**
COTE DE FOND (▼FOND)	M	**24**
COTE AU NIVEAU MORT (▼NVM)	M	**35**
COTE AU NIVEAU NORMAL DE RETENUE (▼NNR)	M	**85.5**
COTE DE PLUS HAUTES EAUX (▼NPHE)	M	**89.5**
COTE DE LA CRETE (CRÊTE)	M	**91**
LARGEUR DE DEVERSOIR	M	**60**
LA HAUTEUR DE CHARGE DE DEVERSEMENT	M	**3.43**
LE DEBIT EVACUER	$m3/s$	**830**

III.11.4. Laminage pour un déversoir de largeur b=60 mètres

Connaissent cette largeur, la courbe des débits déversants en fonction de la variation du volume d'eau au-dessus du déversoir est calculé et tracée.

Tableau III. 65: Volumes et débit déversant

cote (m)	H_d (m)	q (m3/s)	1/2q	V (Mm^3)	V+1/2q
			Δ T (m^3)		ΔT (m^3)
NNR=85,5	**0**	**0,0000**	0,000	121,022	**121,022**
86	**0,5**	**32,5564**	0,059	122,928	**122,987**
86,5	**1**	**92,0835**	0,166	124,508	**124,674**
87	**1,5**	**169,1682**	0,305	126,105	**126,410**
87,5	**2**	**260,4515**	0,469	127,715	**128,184**
88	**2,5**	**363,9920**	0,655	129,35	**130,005**
88,5	**3**	**478,4799**	0,861	130,993	**131,854**
89	**3,5**	**602,9536**	1,085	132,67	**133,755**
89,5	**4**	**736,6680**	1,32600	135,36	**136,686**

On trace la courbe des débits déversant en fonction de la variation duvolume d'eau au-dessus du déversoir figure III.20

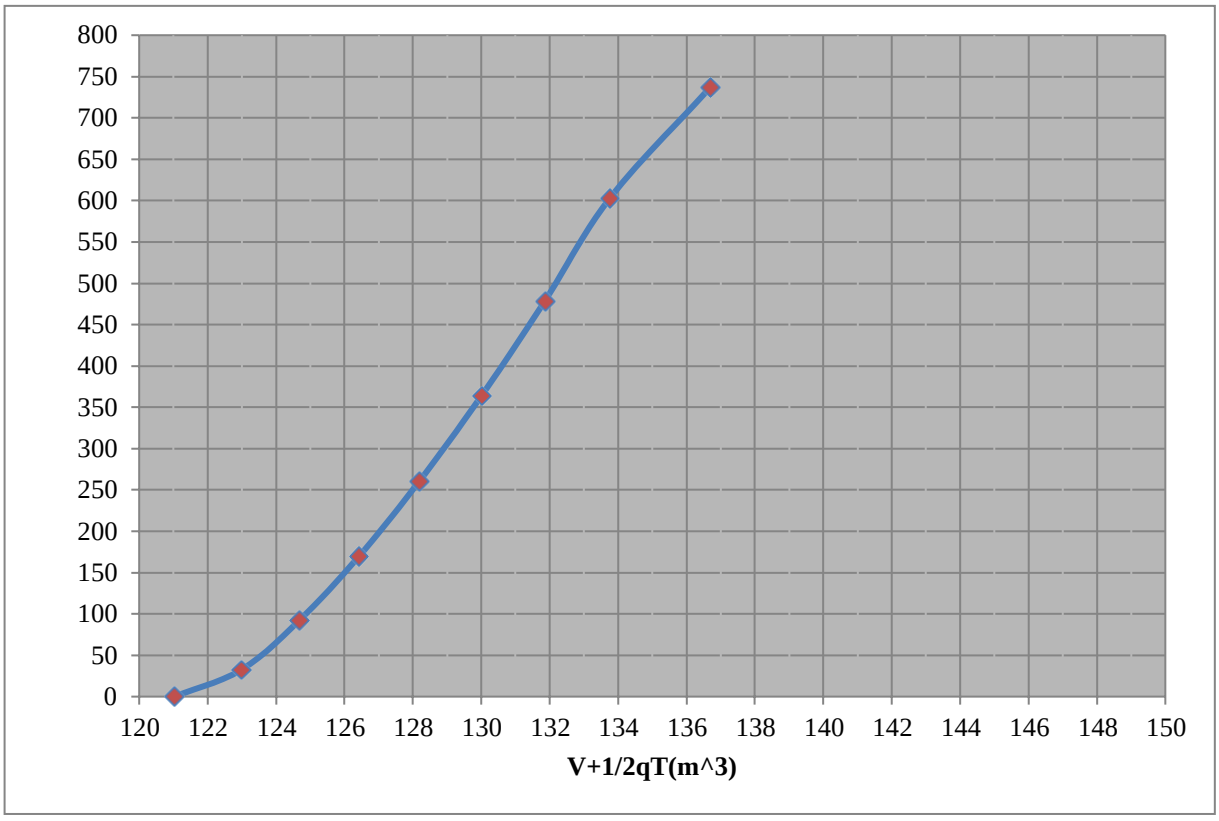


Figure III. 20: Courbe des débits déversant.

Le laminage est donné dans le Tableau III.67

Tableau III. 66: Le laminage.

Pas	T(h)	Qe1 (m3/s)	Qe2 (m3/s)	(Qe1+Qe2)*T/2(m3)	qs1 (m3/s)	qs2 (m3/s)	(qs1+qs2)*T/2(m3)	Stockage
1	0-0,5	0,000	12,165	10948,380	0,000	8,272	7444,898	**3503,482**
2	0,5-1	12,165	48,659	54741,898	8,272	33,088	37224,491	**17517,408**
3	1-1,5	48,659	109,484	142328,936	33,088	74,449	96783,676	**45545,260**
4	1,5-2	109,484	194,638	273709,492	74,449	132,354	186122,455	**87587,038**
5	2-2,5	194,638	304,122	448883,567	132,354	206,803	305240,826	**143642,742**
6	2,5-3	304,122	437,935	667851,161	206,803	297,796	454138,790	**213712,372**
7	3-3,5	437,935	596,078	930612,274	297,796	405,333	632816,346	**297795,928**
8	3,5-4	596,078	778,551	1237166,905	405,333	529,415	841273,495	**395893,410**
9	4-4,5	778,551	985,354	1587515,055	529,415	670,041	1079510,237	**508004,818**
10	4,5-5	985,354	1216,487	1981656,724	670,041	827,211	1347526,572	**634130,152**
11	5-5,5	1216,487	193,888	1269337,145	827,211	131,844	863149,259	**406187,887**
12	5,5-6	193,888	153,805	312923,474	131,844	104,587	212787,962	**100135,512**
13	6-6,5	153,805	119,666	246123,393	104,587	81,373	167363,907	**78759,486**
14	6,5-7	119,666	90,994	189593,316	81,373	61,876	128923,455	**60669,861**
15	7-7,5	90,994	67,311	142474,548	61,876	45,772	96882,692	**45591,855**
16	7,5-8	67,311	48,142	103908,391	45,772	32,737	70657,706	**33250,685**
17	8-8,5	48,142	33,009	73036,151	32,737	22,446	49664,583	**23371,568**
18	8,5-9	33,009	21,434	48999,132	22,446	14,575	33319,410	**15679,722**
19	9-9,5	21,434	12,942	30938,637	14,575	8,800	21038,273	**9900,364**
20	9,5-10	12,942	7,054	17995,969	8,800	4,797	12237,259	**5758,710**
21	10-10,5	7,054	3,293	9312,435	4,797	2,240	6332,456	**2979,979**
22	10,5-11	3,293	1,184	4029,336	2,240	0,805	2739,948	**1289,388**
23	11-11,5	1,184	0,247	1287,978	0,805	0,168	875,825	**412,153**
24	11,5-12	0,247	0,008	229,663	0,168	0,005	156,171	**73,492**
25	12-12,5	0,008	0,000	6,965	0,005	0,000	4,736	**2,229**
26	12,5-13	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	**0,000**
27	13-13,5	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	**0,000**

III.12. Conclusion

Dans ce chapitre, on traiter en détail les données pluviométriques et géomorphologiques en vue du calcul de l'hydrogramme de crue, de l'estimation et le choix de la crue de projet et du transport solide, de la régularisation des apports en fonction de la destination de l'aménagement hydraulique, et enfin le calcul de l'optimisation dans le but de trouver un compromis économique entre la largeur du seuil déversant.

L’analyse des résultats obtenue nous a conduits aux résultats suivants :

Tableau III. 67: Récapitulation des résultats de l’étude hydrologique

Désignation	**Unité**	**Valeurs**
Volume mort	Mm3	5.92
Volume utile	Mm3	115.1
Volume NNR	Mm3	121.02
Cote de fond	m NGA	24
Cote NVM	m NGA	35
Cote NNR	m NGA	85.5
Cote NPHE	m NGA	89.5
Cote NCR	m NGA	91
Hauteur du barrage	m	67
Revanche	m	1.5
Largeur du déversoir	m	60
Charge maximale déversant	m	3.43

CHAPITRE IV :

Etude des variantes de l'évacuateur de crue

IV.1. Introduction

Le barrage est un ouvrage construit pour l'utilisation dans plusieurs domaines, il est constitué de plusieurs ouvrages annexes tels que l'évacuateur de crue qui est le but de ce chapitre.

L'évacuateur de crue est un ouvrage très important pour le fonctionnement normal du barrage car il permet d'évacuer l'excès de l'eau vers le cours d'eau naturelle pour la protection du barrage, il existe plusieurs types d'évacuateurs selon la nature de la fondation que l'évacuateur doit être posé, et suivant aussi la nature de la digue du barrage (les matériaux qui construisent la digue).

Dans ce chapitre on va donner la classification des évacuateurs de crues et selon quoi ils sont classés, les types des évacuateurs qui sont adéquats pour notre cas et pour finir on va choisir une seule variante à dimensionner.

IV.2. Classification et types des évacuateurs de crue

IV.2.1. Selon le type de fonctionnement hydraulique ou régime d'écoulement

- ✓ Évacuateur de surface (entonnement frontal, latéral, labyrinthe…).
- ✓ Évacuateur en charge (puits, siphon sommaire pour les petits barrages, siphon a faible charge et fort débit).

IV.2.2. L'emplacement par rapport à la digue

- ✓ Evacuateur centrale.
- ✓ Evacuateur latérale (latérale a entonnement frontale, latérale a entonnement latérale).

IV.2.3. Mode de régale du débit

- ✓ Seuil vannée.
- ✓ Seuil non vannée.

IV.2.4. Principaux critères pour choisir le type d'évacuateur de crue

- ✓ La facilité d'entretien.
- ✓ La facilité de modification.
- ✓ Le coût de l'ouvrage.
- ✓ La sûreté et la sécurité de fonctionnement.
- ✓ Les exigences topographiques du site.
- ✓ Les exigences géologiques du site.
- ✓ Les difficultés de réalisation.

IV.2.5. Classification des évacuateurs selon leurres emplacement

IV.2.5.1. Evacuateur centrale intégré au corps du barrage

C'est la solution la plus prendre pour les barrages poids de type BCR, il se caractérise par :

- ✓ Il supporte une grande charge sur le déversoir.
- ✓ Entretien facile.
- ✓ Une bonne sécurité et un bon rendement.

IV.2.5.2. Evacuateur de crue posée sur la rive

Ce type d'évacuateur, il est utilisé pour les barrages poids, une fondation rocheuse sur l'un des rives du barrage, il est caractérisé avec :

- ✓ Risque de glissement de différents plots de l'évacuateur.
- ✓ Coursier à fort pente.
- ✓ Couteux.

IV.2.5.3. Evacuateur de crue de type siphon

De type en charge, et posée sur la digue du barrage, parmi ces principales importances on a : aucune exigence topographique, Calcul usuel, installation facile. Et parmi ces principaux inconvenants on a : Amorçage et le désamorçage, Entretient indispensable, Dispositif sur le corps de la digue.

IV.2.5.4. Evacuateur de forme tulipe

Le déversoir est circulaire ou semi-circulaire, posée généralement séparé de la digue, il se caractérise par un puits partir de la hauteur NNR vers le fond suive par un coude et une galerie et par une conduite d'écoulement à surface libre et un dissipateur d'énergie pour conduise l'eau vers le cours d'eau.

IV.2.6. Choix de type d'évacuateur pour notre cas d'étude

Le choix du type de l'évacuateur de crue dépond essentiellement des conditions topographiques et géologiques du site et du coût de l'ouvrage pour la sécurité aval de la digue. D'autres facteurs considérables dans le choix de l'évacuateur telle que :

-Type du barrage.

-La qualité des prévisions des crues.

-La séismicité de la zone de l'aménagement et la fiabilité de l'exploitation.

-Les conditions d'exploitation.

-Résultats de calcul de laminage des crues : (débit déversant : q0.01%=830 m3/s).

-Hauteur déversant : H_d = 3.43m.

-Largeur déversant : B =60m.

-Côte NNR : 85.5 m.NGA

-Type du barrage : Barrage en terre zoné (noyau argile). (Source ANBT).

On ne peut pas avoir un évacuateur de crue sur la digue à cause de :

-L'ouvrage sur la digue est instable nécessite un système de drainage, mais il reste toujours un risque de glissement des différents plots de coursier.

-Un ouvrage couteux par les précautions à perdre au niveau de coursier, bassin de dissipation et au pied de barrage.

-Déformation et déplacement dues au tassement.

-Hauteur du barrage qui dépasse 50m. (Hb= 66.93m) (Tassement important).

IV.3. Variante possible pour le choix de l'évacuateur de crue

- Déversoir en puits type tulipe muni d'une galerie ou d'un tunnel sur la rive droite : Dans ce cas il y aura un tronçon de la vidange de fond, de la prise d'eau jusqu'au déversoir qui sera relié avec la galerie d'amenée des crues du déversoir.
- Déversoir latéral a entonnement frontal.
- Déversoir labyrinthe avec coursier lisse et un dissipateur de type saut de ski latéral.

L'étude technico-économique effectuée pour la première variante (déversoir en puits) permet de faire les constations suivantes :

1-couteuses

2-La construction de la galerie d'amenée pour le déversoir en puits prolonge le délai des travaux et de plus dans cette période il faut prévoir aussi le temps nécessaire à la construction de la fondation du puits.

3-en prenant en compte le point précédent, il sera nécessaire dès le début des travaux de construction d'avoir mis en place l'installation de concassage pour la production du béton (couteuse d'une part).

4-La galerie d'amenée exigera une surface béton-remblai importante pour lutter contre les vibrations résultantes du déversoir et assurer la stabilité.

- D'après les conditions géologiques, topographiques et la présence de gazoduc qui traverse la rive gauche de site du futur barrage BOUKHROUFA, le choix d'évacuateurs de crue s'impose à deux variantes qui sont :

➢ 1ere variante : évacuateur de crue latéral a entonnement frontal. Implanté en rive droite.

- 2eme variante : évacuateur de crue en déversoir labyrinthe avec coursier lisse et un dissipateur de type saut de ski latéral.

Nous allons donc étudier deux variantes dans ce chapitre suivant afin de faire une étude comparative, pour le choix de la variante.

IV.4. Présentation générale de la première variante de l'évacuateur de crues

Les évacuateurs de crue à surface libre à entonnement frontal se composent principalement de l'amont en aval, des ouvrages suivants :

- Canal de d'approche.
- Seuil déversant.
- Transition.
- Coursier.
- Dissipateur d'énergie.
- Canal de fuite.

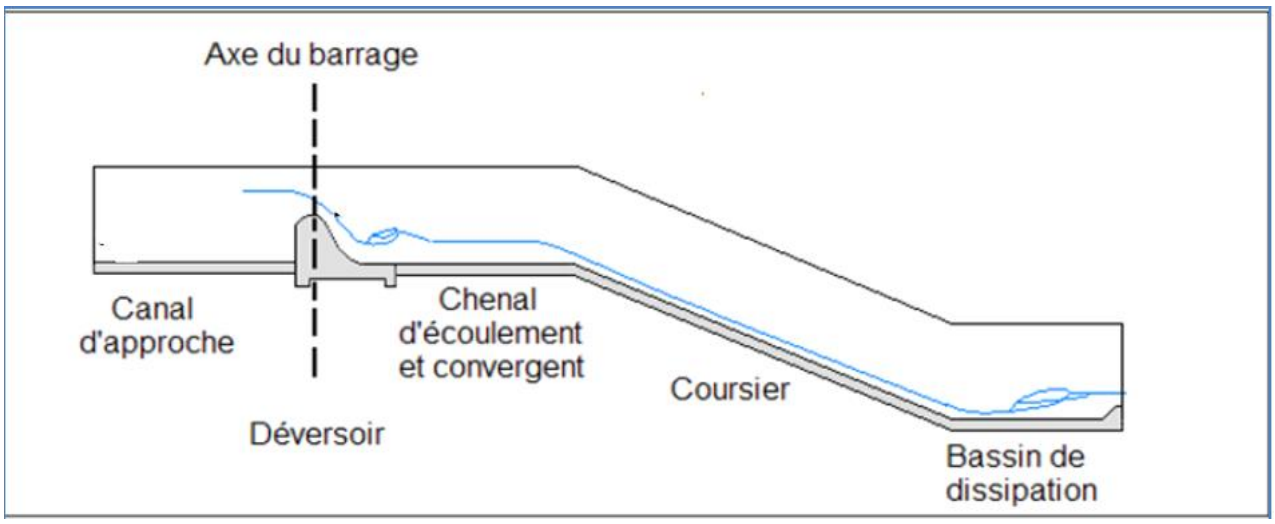


Figure IV. 1: Schéma général d'un évacuateur latéral à entonnement frontal.

IV.5. Canal d'approche

Le canal d'approche permet de guider calmement la crue vers le seuil déversant.

Le canal est d'une longueur de 50m.

Le canal d'approche doit vérifier les conditions suivantes :

- Le canal d'approche doit conduire l'eau jusqu'au déversoir dans des conditions tranquilles sans turbulence.
- Les dimensions du canal (largeur et longueur) seront subordonnées à la longueur, au type, l'emplacement du déversoir et aux caractéristiques du terrain.

- Les vitesses doivent être suffisamment petites, pour que les pertes d'énergie et l'érosion soient minimales.
- Les lignes de courant doivent être normales à l'avant du déversoir pour obtenir la distribution uniforme des débits spécifiques.

1. Hauteur de la pelle

La Hauteur de la pelle dans le canal d'approche est exprimée par :

$$0.4 \leq \frac{P}{H} \leq 1.5 \text{ (condition a respectée)}$$

Alors :

$$\mathbf{P= 1,2.H}$$

Avec :

H : Hauteur de la nappe déversant H=3.43m

P : Hauteur de la pelle (m).

AN: P=4.116m on prend: P=4.5m

2. Canal d'approche

La largeur en fond du canal d'approche est exprimée par la formule suivante **:**

$$b_C = K_C \quad \text{..... (IV.1)}$$

Avec :

b : Largeur de déversoir, [b = 60 m] ;

K_c : Coefficient adimensionnel dépend de la largeur de déversoir

Le coefficient Kc est obtenu à partir du tableau ci-dessous en fonction de la largeur du fond du déversoir.

Tableau IV. 1: Coefficients Kc correspondant à chaque classe de largeur du déversoir

Largeur de déversoir (m)	Kc
$b \leq 30$ m	1,10
30 m $< b \leq 60$ m	1,05
$b > 60$ m	1,00

Puisque la largeur du déversoir est égale à 60 m (b = 60 m), alors la valeur du coefficient K_c est de l'ordre de 1,05.

La largeur en fond du canal d'approche est de l'ordre de : bc = 74 m

3. Section mouillée

La section mouillée du canal d'approche est exprimée par la formule suivante :

$$S_m = (P + H) \times B \quad \text{.....(IV.2)}$$

H : Hauteur de la nappe déversant, [H = 3,43 m] ;

P : Hauteur de la pelle, [P = 4,5 m] ;

B : Largeur du canal, [B = 60 m] ;

La section d'écoulement dans le canal d'approche est de l'ordre de :

$$S_m = 475.8 \text{ m}^2$$

4. Vitesse d'approche

La vitesse de l'écoulement dans le canal de rapprochement se présente sous la forme suivante :

Avec :

$$V_{ap} = \frac{Q}{S_{can}} \quad \text{.....(IV.3)}$$

Où : Q : Débit à évacuer [m^3/s].

Scan : Section du canal en [m^2]

A.N :

$$V_{ap} = \frac{830}{475.8} = 1.74 m/s$$

Puisque la vitesse d'écoulement dans le canal d'approche (V_{ap} = 1,74 m/s) est inférieure à la vitesse admissible (V_{adm} = 3.10 m/s) pour la l'apparition de l'érosion, alors le canal d'approche ne sera pas érodé sous l'effet de l'écoulement.

5. Hauteur d'eau dans le canal d'approche

La hauteur d'eau dans le canal d'approche est déterminée par la formule suivante :

$$H_c = P + H + \frac{V_{ap}^2}{2g} \quad \text{.....(IV.4)}$$

P: Hauteur de la pelle [P = 4,5 m] ;

H : Hauteur de la nappe déversant, [H = 3,43 m] ;

g : Accélération de la pesanteur, [g = 9,81 m/s] ;

V_{ap} : vitesse d'écoulement dans le canal d'approche, [V_{ap} = 1,74 m/s].

La hauteur d'eau dans le canal d'approche est de l'ordre de :

$$H_c = 8{,}08 \text{ m}$$

6. Hauteur des parois latérales du canal d'approche

La hauteur des parois latérales du canal d'approche est calculée par la formule suivante :

$$H_{ca} = P + H + H_L \quad \text{.....(IV.5)}$$

Avec :

P : Hauteur de la pelle, [P = 4,5 m].

H : Hauteur de la nappe déversant, [H = 3,43 m] ;

H_L : Hauteur libre comprise entre 0,6 m $\leq H_L \leq$ 1 m, [H_L = 1 m].

La Hauteurs des parois latérales du canal d'approche est de l'ordre de :

$$H_{ca} = 8.53 \text{ m}$$

7. Type de l'écoulement dans le canal d'approche

Le type de l'écoulement dans le canal d'approche dépend de la valeur de nombre de Fraude, ce dernier est défini par la relation suivante **:**

$$\boldsymbol{F_r = \sqrt{\frac{b_c \times q^2}{g \times S_m}}} \quad \text{.....(IV.6)}$$

b_c : Largeur en fond du canal d'approche, [b_c = 74 m] ;

q : Débit laminé, [q = 830 m^3/s] ;

g : Accélération de la pesanteur, [g = 9,81 m/s^2] ;

S_m : Section mouillée de canal, [S_m = 475,8 m^2].

Le nombre de Fraude est de l'ordre de :

$$Fr = 0{,}24$$

Puisque le nombre de Fraude (Fr = 0,24) est inférieur à un (1), on constate que le type d'écoulement est fluvial.

IV.5.1. Déversoir (seuil profilé (Creager))

Il est le mieux adapté pour l'écoulement de sorte que la lame d'eau déversante épouse le profil du déversoir :

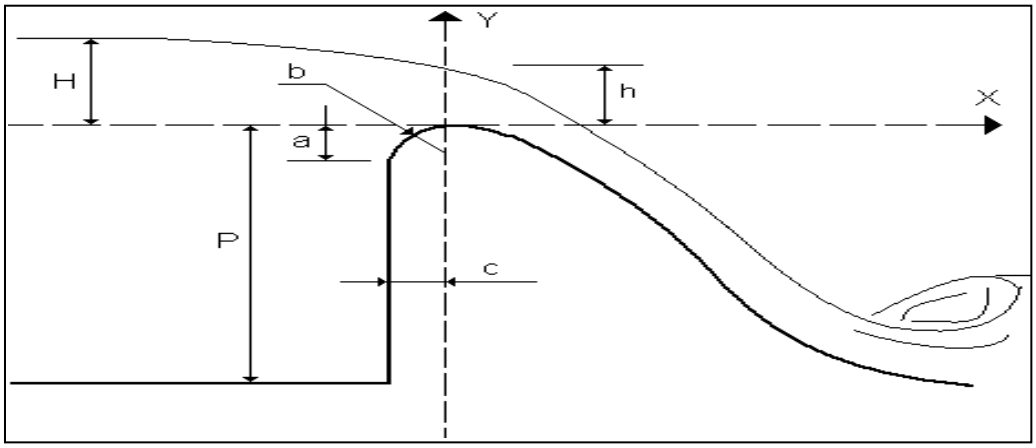


Figure IV. 2: Paramètres du profil d'un déversoir.

Quadrant Amont :

D'après la figure IV.02, on à :

$a = 0.12 \times H_{dev} = 0.12 * 3.43 = 0.412m$

$b = 0.4 \times H_{dev} = 0.4 * 3.43 = 1.372\,m$

$\mathbf{c} = 0.3 \times H_{dev} = 0.3 * 3.43 = 1.029\,m$

Quadrant aval :

Les coordonnées du profil Creager sont déterminées par l'équation et calculées dans le tableau suivant :

$$\mathbf{Y = \frac{X^{1.85}}{2 \cdot H^{0.85}}} \quad \text{……(IV.7)}$$

Avec :

H : Charge sur le déversoir en [m].

Les coordonnées du profil et le calcul est donnée dans le tableau ci-dessous (Tableau IV.2).

Tableau IV. 2: Calcul des coordonnés du profil Creager

X(m)	Y(m)
0	0
0,5	0,04864795
1	0,17537594
1,5	0,37131187
2	0,63223057
2,5	0,95534232
3	1,33857997
3,5	1,78031104
4	2,27919239

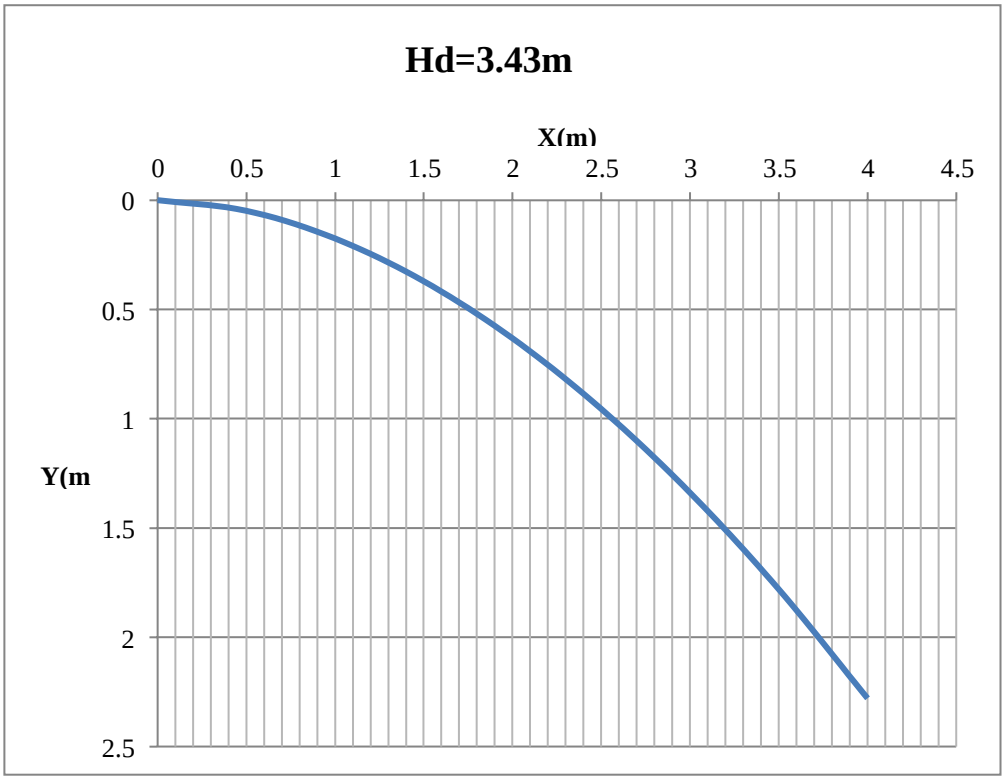


Figure IV. 3: Profil Creager.

a. <u>Calcul hydraulique du déversoir et de la tranchée :</u>

- Rayon de raccordement du déversoir avec le bassin de dissipation :

- Dans le cas où P < 10 m

- on prend R = 0.5* P.On a : P = 4.5 m < 10 m.

D'où : R = 0.5*4.5 ce qui donne : R = **2.25 m**

- On divise la tranché sur toute sa longueur en tronçons dont les distance les séparent du bout amont de la tranchée sont : L_1, L_2, L_3,…….L_i
- On détermine le débit, la vitesse et la largeur pour chacun des tronçons en utilisant les formules suivantes :

$$\mathbf{Q_i = Q \times \frac{L_i}{L}} \quad \text{……(IV.8)}$$

Avec : L : largeur du déversoir =60m

$\frac{Q}{L}$: Débit spécifique

D'où : $$q = \frac{Q}{L} = \frac{830}{60} = 13.83 \ \ m^3/s.ml$$

- Largeur du coursier :

$$L_c = Q^{0.4} = 830^{0.4} = 14.71 \ m$$

On prend :

Lc = 20m.

- Selon la topographie on prend les rapports suivants :

$$\frac{B_f}{L_c} = 1 \qquad \text{et} \qquad \frac{B_d}{L_0} = 0.75$$

- D'où : **Bf=20m** et **Bd=15m**

Voir figure IV. 4

- On fixe la vitesse d'écoulement dans la tranchée :

Vd= (3 à 5) m/s et Vf= (8 à 10) m/s

On prend : Au début : **Vd=4m/s**

A la fin : **Vf=9m/s**

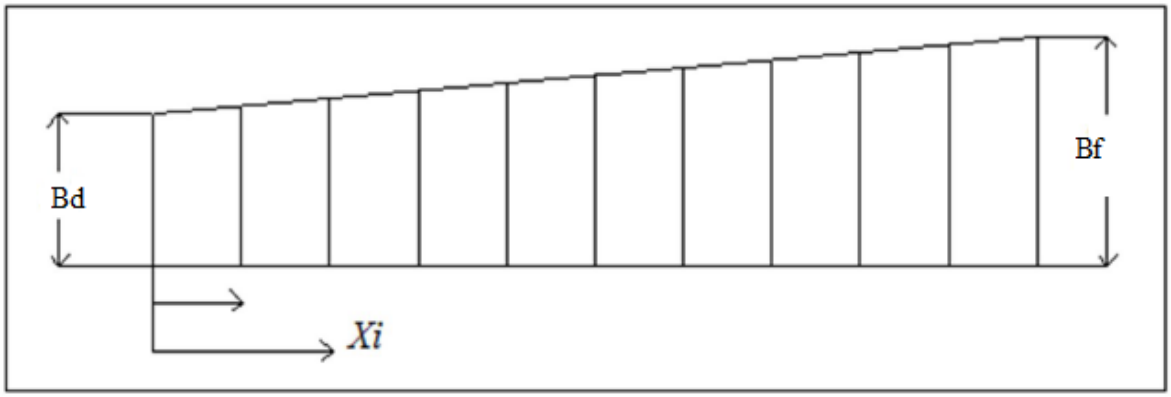


Figure IV. 4: Tranches de calcul de la largeur déversante.

-On détermine le niveau d'eau à la fin de la tranchée (NFT) :

NFT=NPHE-Z

Tel quel : $Z = \frac{(V_f)^2}{2g} = \frac{9^2}{2 \cdot 9.81} = 4.12 m/s$

D'où : NFT=89.5-4.12=85.38m

$$V_i = V_d + (V_f - V_d)\frac{\mathbf{L_i}}{\mathbf{L}}$$

Avec :

$\frac{(V_f - V_d)}{\mathbf{L}}$: Coefficient de proportionnalité : **a=0.083**

- On détermine la section mouillée au milieu de chaque tronçon de la tranchée :

$$S_i = \frac{Q_i}{V_i}$$

- On détermine la profondeur d'eau au milieu de chaque tronçon de la tranchée :

$$h_i = +\frac{\sqrt{bi^2 + 2mS_i}}{m^2} - \frac{b_i}{m}$$

Avec :

m : pente du profile déversoir assimilé à un plan (m=1.5).

- On calcul la pente i de la surface libre de l'écoulement sur chaque tronçon :

$$i = \frac{V_i^2}{C_i^2 \cdot R_i}$$

Avec :

i: Pente de la surface libre

Ri : Rayon hydraulique

Pi : périmètre mouillé Pi=bi+hi($\sqrt{m^2+1}+1$)

Ci : Coefficient de Cheezy $Ci=\frac{R_i^{\frac{1}{6}}}{n}$

n : coefficient de rugosité n = 0.014

- On calcul la perte de charge dans chaque tronçon :

  Δhi=ii (Li-Li-1)

- On détermine le niveau d'eau au début de chaque tronçon :NTi=NFT+∑Δhi à partir de l'aval
- On détermine la cote du fond de la tranchée au milieu de chaque tronçon :

$$Cfi=\frac{NTi+NFT}{2}\text{-hi}$$

Les résultats de calculs sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau IV. 3: Résultats de calculs hydrauliques

N°	Xi(m)	Qi(m3/s)	Vi(m/s)	Si(m)	bi(m)	hi(m)	Pi(m)	Ri(m)	Ci	ii	Δhi(m)
1	10	138,33	**4,8**	28,640	15,83	**1,676**	20,530	1,395	75,504	0,003	**0,029**
2	20	276,67	**5,7**	48,881	16,67	**2,623**	24,019	2,035	80,409	0,002	**0,049**
3	30	415,00	**6,5**	63,945	17,5	**3,212**	26,502	2,413	82,723	0,003	**0,077**
4	40	553,33	**7,3**	75,592	18,33	**3,595**	28,408	2,661	84,083	0,003	**0,114**
5	50	691,67	**8,2**	84,867	19,17	**3,848**	29,953	2,833	84,968	0,003	**0,162**
6	60	830,00	**9,0**	92,428	20	**4,016**	31,257	2,957	85,575	0,004	**0,223**

Tableau IV. 4: Récapitulatif de calcul des cotes dans le coursier

N°	∆hi(m)	hi(m)	Nti(m)	Cfi(m)
1	**0,022**	1,676	**85,946**	83,987
2	**0,04**	2,623	**85,924**	83,029
3	**0,065**	3,212	**85,884**	82,42
4	**0,099**	3,595	**85,819**	82,0045
5	**0,143**	3,848	**85,72**	81,702
6	**0,197**	4,016	**85,577**	81,4625
Somme	**0,566**			

IV.5.2. Chenal d'écoulement :

Les conditions topographiques du site nécessitent de projeter un chenal d'écoulement qui suit directement le déversoir, ce dernier il est de forme prismatique de longueur de 90m, largeur de 20m, et une pente de 0.2. Le régime d'écoulement doit être fluvial où la pente du fond est inférieure à la pente critique.

a. <u>Profondeur critique :</u>

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^2}} = \sqrt[3]{\frac{830^2}{9.81 \cdot 20^2}}$$

$$h_c = 5.2\ m$$

La profondeur critique pour une section rectangulaire est calculée par la formule suivante :

D'où :

hc=5.2m

b. <u>Pente critique :</u>

La pente critique est donnée par la formule suivante :

$$I_c = \frac{Q_{max\%} \cdot (b + 2h_c)^{\frac{2}{3}}}{k \cdot (b \cdot h_c)^{\frac{5}{3}}} = \frac{830 \cdot (14 + 2 \cdot 2.69)^{\frac{2}{3}}}{k \cdot (14 \cdot 2.69)^{\frac{5}{3}}}$$

D'où : Ic=0.0023

Donc : Ic=0.23%

c. <u>Profondeur normale :</u>

Pour un écoulement uniforme la hauteur normale est déduite par la formule de Chézy :

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

Par itération on trouve : hn=1.24m

d. Hauteur des murs bajoyers :

A l'amont du chenal d'écoulement à la hauteur des murs bajoyers va atteindre le niveau dela crête de la digue (Ncr=91m). A l'aval la hauteur est déterminée par :

La hauteur du mur bajoyer pour le chenal d'écoulement est :

Hbaj = Hc + RAvec :

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{m \cdot h_n^2 + b \cdot h_n} = 4.8\ m/s$$

On prend pour la revanche du canal une valeur de : $R = 0.06+0.05 .V_n$.

AN : R=0.32m

D'où : Hbaj=0.32+5.2=5.52 m

On prend : Hbaj=6 m

IV.5.3. Le coursier :

Le coursier fait suite au chenal et conduit l'eau au talweg.il est souvent construit en béton etil est fortement conseillé de lui donner une section rectangulaire pour assurer un écoulement régulier avec une largeur de 20m et une longueur de 290m une pente de 17.6%.

a. Profondeur critique :

La profondeur critique pour une section rectangulaire est calculée par la formule suivante :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$ (De même que la fin du chenal)

D'où : hc=5.2m

b. Pente critique :

La pente critique est donnée par la formule suivante :

$$I_c = \frac{Q_{maxp\%} \cdot (b+2h_c)^{\frac{2}{3}}}{k \cdot (b \cdot h_c)^{\frac{5}{3}}} = \frac{830 \cdot (14+2 \cdot 2.69)^{\frac{2}{3}}}{k \cdot (14 \cdot 2.69)^{\frac{5}{3}}}$$

D'où : Ic=0.0023

Donc : Ic=0.23%

c. Profondeur normale :

Pour un écoulement uniforme la hauteur normale est déduite par la formule de Chézy :

$$Q = s \cdot c \cdot \sqrt{R \cdot I}$$

Avec :

S : Section du coursier S=b*hn

I : pente du coursier I=17.6%=0.176

C : coefficient de Cheezy C= $\frac{1}{n}R^{\frac{1}{6}}$

R: Rayon hydraulique R= $\frac{S}{P}=\frac{b\cdot h_n}{2h_n+b}$

On aura l'équation du débit suivante :

$$Q = b \cdot h_n \cdot \frac{1}{n}\left(\frac{b \cdot h_n}{2h_n + b}\right)^{\frac{1}{6}} \cdot \sqrt{\frac{b \cdot h_n}{2h_n + b} \cdot I}$$

Par itération on aura : hn=1.235m

D'où on prend : hn=1.24m

- Classification de mouvement et du type d'écoulement :I=17.6% Ic=0.23%

hn=1.24m hc=5.2m

On a :

$\mathbf{h_n < h_c}$ et $\mathbf{I_c > I}$ I alors le régime d'écoulement est torrentiel (type de courbe de remous T_2) et le canal est à très forte pente.

d. <u>Calcul de la ligne d'eau dans le coursier :</u>

Calcul de la ligne d'eau à l'aide du logiciel **CANAL21**.

Les paramètres et les résultats de calcul sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau IV. 5: Paramètres et résultats de calcul de la ligne d'eau

Q (m3/s)	Strickler	Yn(m)	Yc(m)	I	L bief (m)
830	71	1,24	5.2	0,176	290

Le récapitulatif des calculs est représenté dans le tableau IV. 5 dans l'annexe C

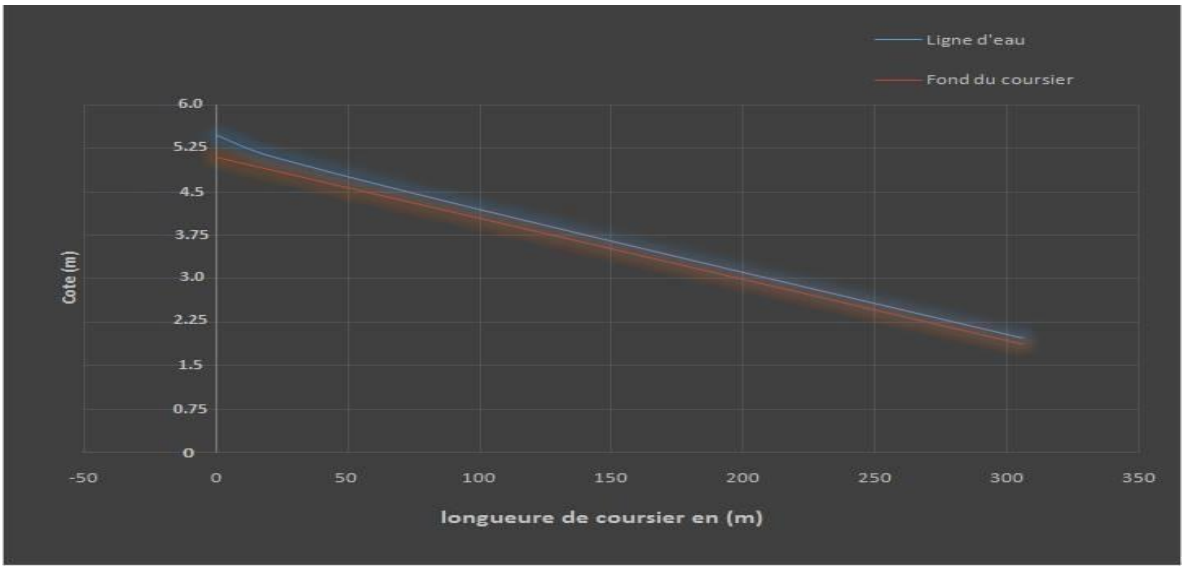


Figure IV. 5: Graphique de la ligne d'eau dans le coursier.

e. <u>Hauteur des murs bajoyers :</u>

Les hauteurs des murs bajoyers sont détermine comme suit :

Hbaj =H+R

R : Revanche (m).

Et *:* $$R = 0.06 + 0.05 \cdot V \cdot H^{\left(\frac{1}{3}\right)}$$

Tableau IV. 6: Calculs des hauteurs dans chaque tronçon dans le coursier

L(m)	h(m)	V	R(m)	Hbaj (m)
0	5,2	**6,91767549**	0,6705451	**5,87**
10	4,85	**7,92268793**	0,7305376	**5,58**
20	4,51	**8,56445027**	0,76750309	**5,28**
40	4,26	**9,10200416**	0,79775173	**5,06**
60	4,07	**9,55490083**	0,82277127	**4,89**
80	3,9	**9,99767524**	0,84684749	**4,75**
100	3,76	**10,3924843**	0,86801359	**4,63**
120	3,65	**10,7240095**	0,88557807	**4,54**
140	3,52	**11,1426099**	0,90749632	**4,43**
160	3,4	**11,5575063**	0,92894798	**4,33**
180	3,28	**12,0028451**	0,95168642	**4,23**
200	3,08	**12,822392**	0,99280162	**4,07**
220	2,88	**13,7560354**	1,03857501	**3,92**
240	2,65	**15,0043137**	1,0981691	**3,75**
260	2,49	**16,0089394**	1,14492324	**3,63**
280	2,32	**17,2284269**	1,20036783	**3,52**
290	2,21	**18,1176215**	1,2399636	**3,45**

f. Aération du coursier :

L'écoulement à grande vitesse dans le coursier présent un risque élevé de dégâts liés à l'érosion du fond suite à la cavitation, le phénomène d'aération commence à partir d'une section où V > V_{cr}.

V_{cr}est donnée par la formule de VOINITCH SYANOGENSKY :

$$V_{cr} = 6.63 \cdot \sqrt{g \cdot R \cdot \cos\theta} \cdot \sqrt{1 + \frac{0.0011}{R^2}} \cdot \left(1 + \frac{8.71 \cdot n}{R^{\frac{1}{6}}}\right)$$

V_{cr} : La vitesse critique.

θ : Angle d'inclinaison du radier

du coursier.

R : Rayon hydraulique.

n : Coefficient de rugosité. (n=0.014).

Le calcul de V_{cr} pour chaque section dans le coursier est représenté dans le tableau suivant :

Tableau IV. 7: Vérification de phénomène d'aération dans le coursier

V	R(m)	Vcr	**Vcr> V**
6,91767549	0,6705451	19,0276178	**Vérifié**
7,92268793	0,7305376	19,8280916	**Vérifié**
8,56445027	0,76750309	20,3045942	**Vérifié**
9,10200416	0,79775173	20,6858196	**Vérifié**
9,55490083	0,82277127	20,9955737	**Vérifié**
9,99767524	0,84684749	21,2891198	**Vérifié**
10,3924843	0,86801359	21,5436682	**Vérifié**
10,7240095	0,88557807	21,7524959	**Vérifié**
11,1426099	0,90749632	22,0101298	**Vérifié**
11,5575063	0,92894798	22,259208	**Vérifié**
12,0028451	0,95168642	22,5200285	**Vérifié**
12,822392	0,99280162	22,9836539	**Vérifié**
13,7560354	1,03857501	23,4883739	**Vérifié**
15,0043137	1,0981691	24,1287005	**Vérifié**
16,0089394	1,14492324	24,6186949	**Vérifié**
17,2284269	1,20036783	25,1866645	**Vérifié**
18,1176215	1,2399636	25,5840956	**Vérifié**

g. Vague roulante :

Les vagues roulantes peuvent avoir lieu aussi dans les écoulements aérés et non aérés. Elles apparaissent généralement lors d'un débit inférieur au débit de projet suite à un écoulement déstabilisé.

Les conditions d'absence d'apparition de vagues roulante sont : $\frac{b}{h} \leq 12$ et $F_r^2 \leq 40$

h=2.21m = Y_{min}

V : Vitesse

correspond a h

V=18.12m/sb :

Largeur du coursier

b=20m

AN :

$\frac{b}{h} = \frac{20}{2.21} = 9.04$ Condition vérifié

$F_r^2 = \frac{V^2}{g \cdot h} = \frac{18.12^2}{9.81 \cdot 2.21} = 15.15 \leq 4$ Condition vérifiée

Les deux conditions sont vérifiées donc on n'aura pas l'apparition des vagues roulantes.

IV.5.4. Dissipateur d'énergie :

a. Dimensionnement du dissipateur d'énergie :

Le dimensionnement doit répondre aux questions suivantes :

- Quelles sont les hauteurs avales extrêmes qui permettent un dimensionnement satisfaisant du dissipateur ?
- Quelle est le rayon de courbure R (minimal) au préalable il faut déterminer les caractéristiques de l'écoulement à l'amont ?

On a :

- Le débit unitaire $q_1 = 41.5\ m^2/s$
- Hauteur d'eau à l'amont $h_1 = 2.21\ m$
- Nombre de Froude $F_1 = \frac{q_1}{\sqrt{g \cdot (h_1)^3}} = 4.03$
- Vitesse de l'écoulement $V_1 = 18.12\ m/s$
- La charge d'eau $H_1 = h_1 + \frac{q_1^2}{2 \cdot g \cdot {h_1}^2} = 20.18\ m$
- Vitesse à la surface livre $V_s = [2 \cdot g \cdot (H_1 - h_1)]^{0.5} = 18.78\ m/s$

La vitesse d'écoulement à l'entrée du bassin de dissipation est de 18.78 m/s >15 m/s, et le nombre de Froude est de 4.03 >4. Donc, d'après l'USBR ; le bassin de dissipation le plus favorable est un bassin à ressaut de type III. Les abaques de calcul du tirant d'eau aval et la longueur du bassin sont représentés dans l'annexe C.

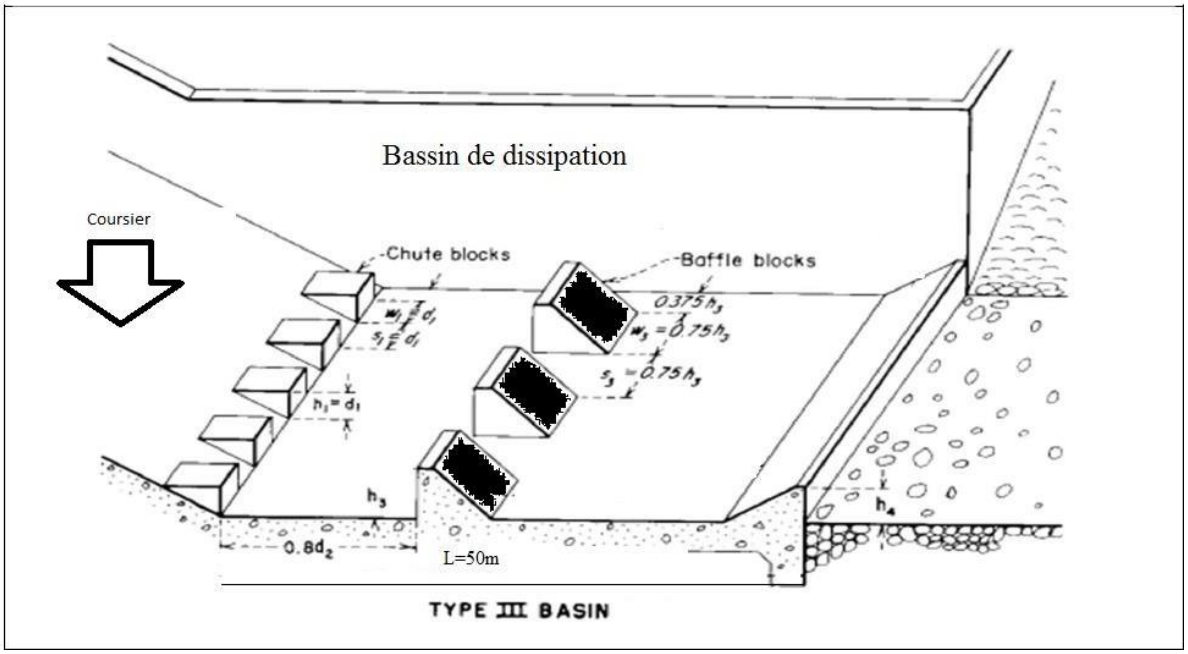


Figure IV. 6: Schéma de bassin de dissipation.

D'après les abaques figure IV. 6 (Annexe C) on a :

$$\frac{d_2}{d_1} = 0.5 \cdot \sqrt{1 + 8Fr^2} - 1 = 5.22$$

D'où : $d_2 = 11.54$m

On prend : $d_2 = 12$m

$$\frac{L}{d_2} = 2.15$$

D'où : L =25.8m

Et : $0.8 \cdot d_2 = 9.6$ m (Voir figure IV.05)

Avec :

d1 : tirant d'eau avant le ressaut.

d2 : tirant d'eau après le ressaut.

L : longueur de bassin de dissipation à partir de l'axe de symétrie.

b. <u>Blocs dissipateurs :</u>

Pour raccourcir le bassin amortisseur, on peut augmenter la rugosité des parois du canal, lesblocs dissipateurs sont prévus à cet effet et peuvent être considérés comme une augmentation locale de la rugosité.

c. Dimensionnement des blocs de chute :

On a :

$$d_1 = S_1 = W_1 = h_1 = 2.21 \text{ m}$$

Avec :

W_1: L'épaisseur du bloc de chute.

S_1: L'espacement entre deux blocs de chutes successives.

h_1: La hauteur du bloc de chute.

d. Dimensionnement des blocs de chicane :

On a:

W_2=0.75h_3 et S_2=0.75h_3.

D'autre part :

$\frac{h_3}{d_1}$=1.75 d'où h_3=3.9m

$\frac{h_4}{d_1}$=3.6 d'où h_4=8m

D'où : W_2=3m et S_2=3m

IV.5.5. Canal de fuite :

Le canal de fuite fait suite directement au bassin de dissipation, il sert à conduire l'eau jusqu'au cours d'eau naturel.

Le canal de fuite projeté est de section trapézoïdale de largeur b=50 m, une pente de I_f=0.003et un fruit de talus m=1.

a. Hauteur critique :

Pour un canal trapézoïdal, la hauteur critique se calculera par la formule suivante :

$$H_{cr} = K\left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.105 \cdot \sigma_{cr}^2\right)$$

Avec :

$$K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} \quad \text{Et} \quad \sigma_{cr} = \frac{K \cdot m}{b}$$

Ce qui donne les résultats suivants : K=3.04 σ_{cr}=0.061 h_{cr}=2.98m

b. Pente critique :

$$I_{cr} = \frac{g \cdot h_{cr}}{C_{cr}^2 \cdot R_{cr}}$$

Avec :

$R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}}$ Et : $C_{cr} = \frac{1}{n} \cdot R_{cr}^{\frac{1}{6}}$

$S_{cr} = m \cdot {h_{cr}}^2 + b \cdot h_{cr}$ Donc : $S_{cr} = 1 \cdot 2.98^2 + 50 \cdot 2.98 = 151.98\ m^2$

$P_{cr} = b + 2 \cdot h_{cr} \cdot \sqrt{1 + m^2} = 50 + 2 \cdot 2.98\sqrt{1 + 1^2} = 58.43\ m$

$R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}} = 2.60\ m$

$C_{cr} = 58.63$

Et : $I_{cr} = 0.0033$

c. Profondeur normale dans le canal :

La formule de l'écoulement uniforme est :

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

-Pour une hauteur normale on a :

$$S_n = m \cdot h_n^2 + b \cdot h_n$$

$P_n = b + 2h_n\sqrt{1 + m^2}$

$$R_n = \frac{S_n}{P_n}$$

$C_n = \frac{1}{n} \cdot R_n^{\frac{1}{6}}$

En substituant les termes cités précédemment dans l'équation de l'écoulement uniforme on a :

$$Q = (m \cdot h_n^2 + b \cdot h_n)(\frac{1}{n} \cdot \left(\frac{m \cdot h_n^2 + b \cdot h_n}{b + 2h_n\sqrt{1 + m^2}}\right)^{\frac{1}{6}} \left(\frac{I(h_n^2 + b \cdot h_n)}{b + 2h_n\sqrt{1 + m^2}}\right)^{\frac{1}{2}}$$

Par itération on trouve : h_n=2.875m

On prend donc : h_n = 2.9m

d. Vitesse dans le canal :

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{m \cdot h_n + b \cdot h_n}$$

D'où: V=5.45m/s > V_{adm} =2.2 m/s

Pour réduire la vitesse et son effet sur les parements du canal, on prévoit un revêtement en enrochement de diamètre supérieur à celui des blocs d'alluvions constituant le sol (8 à 13 cm).

IV.5.6. Evacuateur centrale en déversoir labyrinthe avec coursier lisse et un dissipateur de type saut de ski.

Pour ce type d'évacuateur on a un déversoir du type GREAGER et un coursier lissee et pour réduire la quantité d'énergie on place un dissipateur d'énergie de type saut de ski

Les données utilisées et obtenait lors de l'étude hydrologique :

- Largeur d'évacuateur b= 60 m.
- Le débit déversant. Qdev=830 m3/s.
- Charge hydraulique. H=3.47 m.
- Hauteur de pelle. P=4.5 m .

a. Vitesse d'approche

La vitesse de l'écoulement dans le canal de rapprochement se présente sous la forme suivante :

Avec :

$$V_{ap} = \frac{Q}{S_{can}}$$

Où : Q : Débit à évacuer [m^3/s].

S_{can} : Section du canal en [m^2]

A.N :

$$V_{ap} = \frac{830}{475.8} = 1.74 m/s$$

Va=1.74 m/s < Vad=3.10 m/s → pour une formation marno-calcaire

*alors condition vérifier : pas de risque d'érosion.

b. Déversoir en labyrinthe

Le déversoir labyrinthe est l'un des types des déversoirs utilisés pour les évacuateurs de crues portés par la digue du barrage, le dimensionnement de labyrinthe est tellement différent de déversoir type GREAGER, il se caractérise par augmenter la largeur déversant en formes de triangle, trapézoïdale ou même des rectangulaires. Donc on constate que pour une même largeur déversant le déversoir labyrinthe donne un rondement plus et un débit d'évacuation plus que le déversoir de type GREGAER. Pour notre cas on va dimensionner un déversoir labyrinthe de forme trapézoïdale.

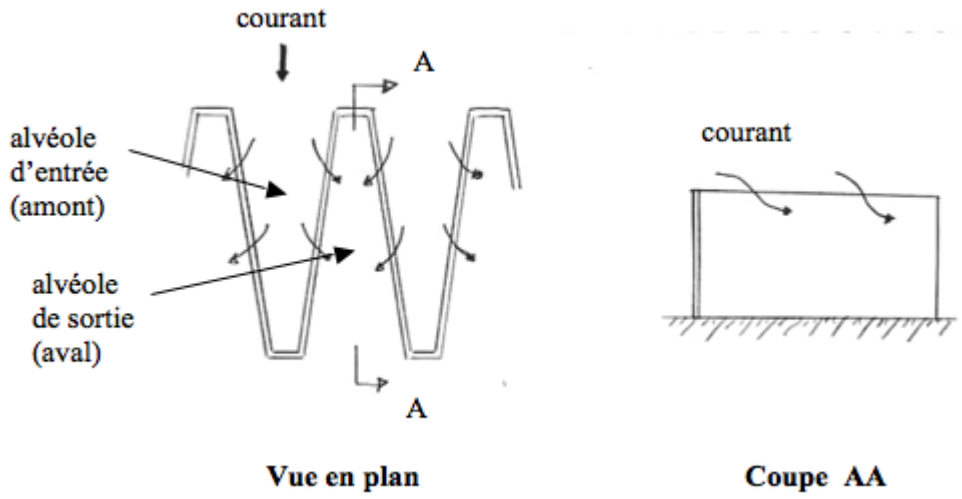


Figure IV. 7: Schéma d'un déversoir en labyrinthe (Source : support de cour Mr. Zeroual).

Puisque pour une même largeur déversant entre déversoirs labyrinthe et déversoir de type GREAGER, on aura un débit plus élevé pour le déversoir labyrinthe. Alors pour le dimensionnement dans notre cas on va diminuer la largeur de déversoir labyrinthe.

*on a les caractéristiques de départ :

- Débit déversant Qdév= 830 m3/s.
- La largeur de déversoir W= 25 m.
- La hauteur déversant hdév=3.43 m.
- La hauteur de pelle P= 4.5 m
- Nombre des cycles n= 5

- **Détermination du rapport (L/w)**

Pour le calcul du rapport L/w on utilise les relations suivantes :

✓ ***Formule de (Darvas, 1971)***

$$Q_l = C_w \times W \times h^{1.5} \text{……..…. (IV.9)}$$

Avec : Ql : débit de labyrinthe Ql =830 m3/s.

Cw : coefficient de décharge.

W : largeur totale de labyrinthe (m).

h : hauteur déversant (m).

Pour utiliser cette relation il faut que la condition suivante doive être vérifiée :

$\frac{w}{P} \leq 2$ Avec w : largeur pour un cycle (m) w= 5 m.

P : hauteur de pelle (m) P=4.5 m.

Alors $\frac{w}{P} = \frac{5}{4.5} = 1.11 \leq 2$ → condition vérifier.

Donc $C_w = \frac{Q_l}{W \times h^{1.5}}$ …….…….……... (IV.10)

AN Cw= $\frac{830}{25 \cdot 3.43^{1.5}}$

Cw= 5.22

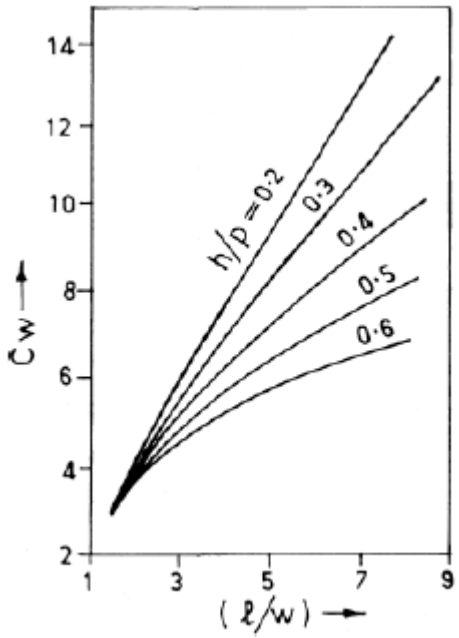


Figure IV. 8: Abaque de relation entre Cw, h/P et L/w (Darvas 1971).

Alors on a Cw=5.22 et h/p=3.43/4.5= 0.6 donc d'après l'abaque → L/w= 3.3

- ✓ ***Formule de* (Zarrouk, Seqqat-Dakhma, Chérif 1995)**

$$\mu_w = \frac{Q_l}{W \times \sqrt{2g} h^{1.5}} \text{…….…….……... (IV.11)}$$

Avec Ql : débit labyrinthe Ql=830 m3/s.

W : largeur totale de labyrinthe (m).

H : charge déversant (m).

AN μw= 2.97

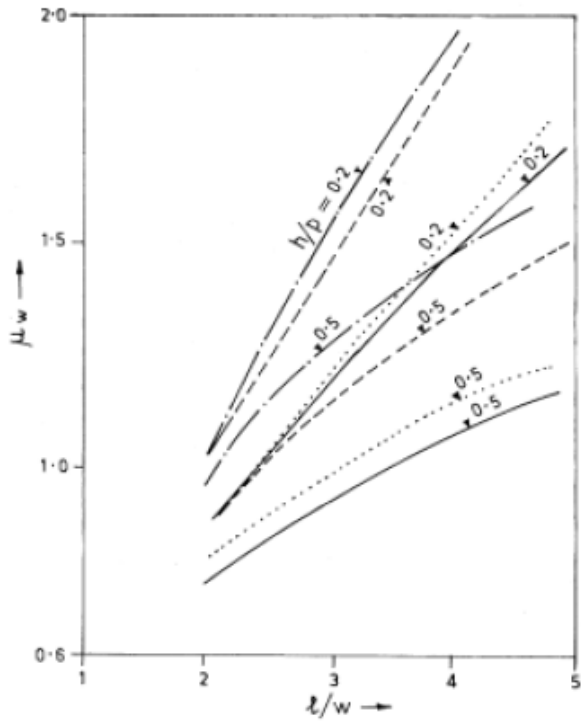


Figure IV. 9: Abaque relation μw, h/P et l/w (Zarrouk, Seqqat-Dakhma, Chérif 1995).

Alors pour μw=2.97 et h/P=0.6 et l'abaque de ZARROUK → L/w=3.3

*calculons la moyenne de l/w entre VARDAS et ZARROUK :

$$L/w=(2.97+3.3)/2 \quad \rightarrow \quad L/w = 3.13$$

*on a la largeur totale de labyrinthe W=25 m.

*le nombre des cycles n=5.

*largeur d'un seul cycle. w=25/5 → w=5 m

*calcule le rapport (w/P) :

$$w/P \quad \rightarrow \quad 5/4.5=1.11$$

*calculons la largeur L , on a : L/w=3.13 et w=5 m

Donc L=15.65 m

- **Calcul a et b de déversoir labyrinthe**

On a :

$$L = 4a + 2b \text{……..... (IV.12)}$$

On pose a= 0.8 m et on calcule b

$$b= (15.65-4\times0.8)/2$$

$$b=6.225 \text{ m.}$$

- **Calcule l'angle du tapez αmax et α**

Pour le calcul des deux angles de déversoir labyrinthe α max et α on a :

✓ ***Calcule l'angle α max :***

On a la relation suivante :

$$\alpha_{max} = \sin^{-1}\left[\frac{\frac{W}{10}}{b+2a}\right] \quad \text{(IV.13)}$$

Avec α max : angle maximale que fait le déversoir.

W : largeur totale de déversoir labyrinthe W=25 m.

On a a= 0.8 m et b=6.225m.

AN α max= 18.63°

✓ ***Calcule l'angle α:***

On a la relation suivante :

$$\alpha = \sin^{-1}\left[\frac{\frac{W}{10}-2a}{b}\right] \quad \text{(IV.14)}$$

Avec α : angle reele de déversoir.

W : largeur totale de déversoir labyrinthe W=25 m.

On a : a=0.8 m et b= 6.225 m.

AN α= 8.31° ≃ α= 9°

*On calcule le rapport (α/α max) :

α/α max → 9/18.63=0.48

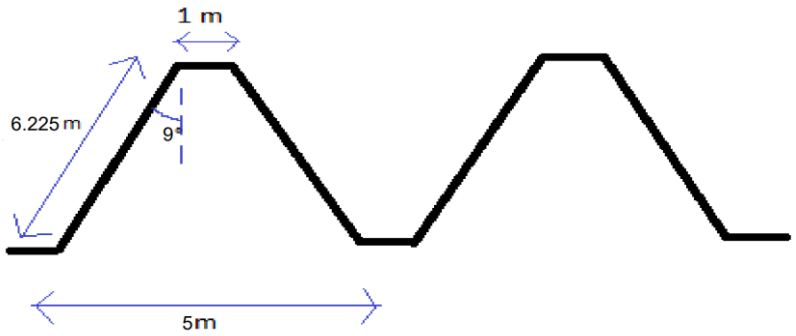


Figure IV. 10: Schéma de déversoir labyrinthe avec dimension.

a. Coursier lisse

Après avoir dimensionné le déversoir de type labyrinthe on va dimensionner le coursier qui a une forme trapézoïdale.

- **Dimensionnement**

Pour le dimensionnement d'un coursier en forme trapézoïdale, on suit les mêmes étapes de calcule que le coursier rectangulaire.

✓ ***Calcule de la hauteur critique :***

Pour le calcul de la hauteur critique hc on utilise la relation de maning-strikler :

Q= (1/n) R^2/3*S*n^ (1/2)…….....…….. (IV.15)

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2 g}}$$……..…….. (IV.16)

Avec hc : hauteur critique (m).

Q : débit laminé (m3/s).

b : largeur de l'évacuateur de crue (m) b=25 m.

AN hc= 7.049

✓ ***Calcule de hn :***

La hauteur hn représente la hauteur normale c'est-à-dire la hauteur de la lame d'eau dans le coursier, hn est calculer par la relation de maning-strickler :

$$Q_s = \frac{1}{n} \times R^{\frac{2}{3}} \times S_i \times i^{\frac{1}{2}}$$……..……..….. (IV.17)

Avec Qs : débit laminé (m3/s).

n : coeifficiene de maning. Pour le béton on a n=0.014.

R : rayon hydraulique. R=Sm/Pm → Sm : surface mouillée (m2).

Pm : périmètre mouillée (m).

Si : surface mouillée (m2).

i : la pente de coursier. i=17.6%

Par le calcule itératif on obtient : hn=0.914m → V=60.02 m/s

*on a d'après les résultats obtenues hn < hc alors la condition est vérifiée est donc on a un écoulement torrentiel.

✓ ***Méthode indirecte d'intégration numérique :***

L'équation de cette méthode représente la solution de l'équation différentiel de l'équation de mouvement, en considère que (dQ/dx) =0.

(S0-Sf)/(1-Fr^2) =dx/dy…...……..…. (IV.18)

Avec S0 : pente du fond.

Sf : pente de la ligne d'énergie.

Fr : nombre de froude.

Suivant l'hypothèse qui dit que la pente de la ligne d'énergie Sf peut être calculée pour chaque valeur de profondeur en utilisant l'équation de Manning. L'équation devient en différences finies :

$$\Delta x = \frac{1-Fr^2}{i-G1} \times \Delta y \text{……..……. (IV.19)}$$

Avec Δx : variation suivant x.

Δy : variation suivant y.

Fr : nombre de froude.

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gh}} \text{……..……. (IV.20)}$$

G : représente l'équation.

G=(n^2×Q^2)/(Amoy^2×Rmoy^4/3)……..……..…. (IV.21)

Pour cela on donne des valeurs arbitraire a y telle que on a de hc=yc → hn=yn.

*Les résultats de calcule sont dans le tableau suivant :

*Au niveau de h=hc on a un Froude = 1, donc la ligne d'eau atteindre une valeur infinie, pour résoudre ce problème en commence le calcule depuis une valeur inferieur à hc. Pour notre cas on a hc= 7.049 m donc au niveau du tableau IV.7 on a commencée par h=7 m.

Tableau IV. 8: Résultats de calcule itératif de coursier

y	Ymoy	S moy	P moy	R moy	Fr^2	1-Fr^2	(n2*Q2)/(Smoy2*R^4/3)	i-G1	dx	L
7										
6,925	6,962	174,059	38,925	4,472	1,012	-0,025	0,001	0,175	-0,993	0,993
6,849	6,887	172,176	38,774	4,440	1,024	-0,048	0,001	0,175	-1,868	2,861
6,774	6,812	170,294	38,624	4,409	1,035	-0,071	0,001	0,175	-2,752	5,613
6,699	6,736	168,411	38,473	4,377	1,046	-0,095	0,001	0,175	-3,647	9,260
6,624	6,661	166,529	38,322	4,345	1,058	-0,120	0,001	0,175	-4,553	13,813
6,548	6,586	164,646	38,172	4,313	1,070	-0,146	0,001	0,175	-5,469	19,282
6,473	6,511	162,764	38,021	4,281	1,083	-0,172	0,001	0,175	-6,398	25,680
6,398	6,435	160,881	37,871	4,248	1,095	-0,200	0,001	0,175	-7,338	33,018
6,322	6,360	158,999	37,720	4,215	1,108	-0,228	0,001	0,175	-8,290	41,308
6,247	6,285	157,116	37,569	4,182	1,122	-0,258	0,001	0,175	-9,256	50,564
6,172	6,209	155,234	37,419	4,149	1,135	-0,289	0,001	0,175	-10,235	60,798
6,096	6,134	153,351	37,268	4,115	1,149	-0,321	0,001	0,175	-11,227	72,026
6,021	6,059	151,469	37,118	4,081	1,163	-0,354	0,001	0,175	-12,234	84,260
5,946	5,983	149,586	36,967	4,046	1,178	-0,388	0,001	0,175	-13,256	97,516
5,870	5,908	147,704	36,816	4,012	1,193	-0,423	0,001	0,175	-14,294	111,810
5,795	5,833	145,821	36,666	3,977	1,208	-0,460	0,001	0,175	-15,348	127,157
5,720	5,758	143,939	36,515	3,942	1,224	-0,499	0,001	0,175	-16,418	143,575
5,645	5,682	142,056	36,365	3,906	1,241	-0,539	0,001	0,175	-17,506	161,082
5,569	5,607	140,174	36,214	3,871	1,257	-0,580	0,001	0,175	-18,613	179,695
5,494	5,532	138,291	36,063	3,835	1,274	-0,624	0,001	0,175	-19,738	199,433
5,419	5,456	136,409	35,913	3,798	1,292	-0,669	0,001	0,175	-20,884	220,317
5,343	5,381	134,526	35,762	3,762	1,310	-0,716	0,001	0,175	-22,050	242,367
5,268	5,306	132,644	35,612	3,725	1,329	-0,765	0,001	0,175	-23,238	265,605
5,193	5,230	130,761	35,461	3,687	1,348	-0,816	0,001	0,175	-24,449	290,000

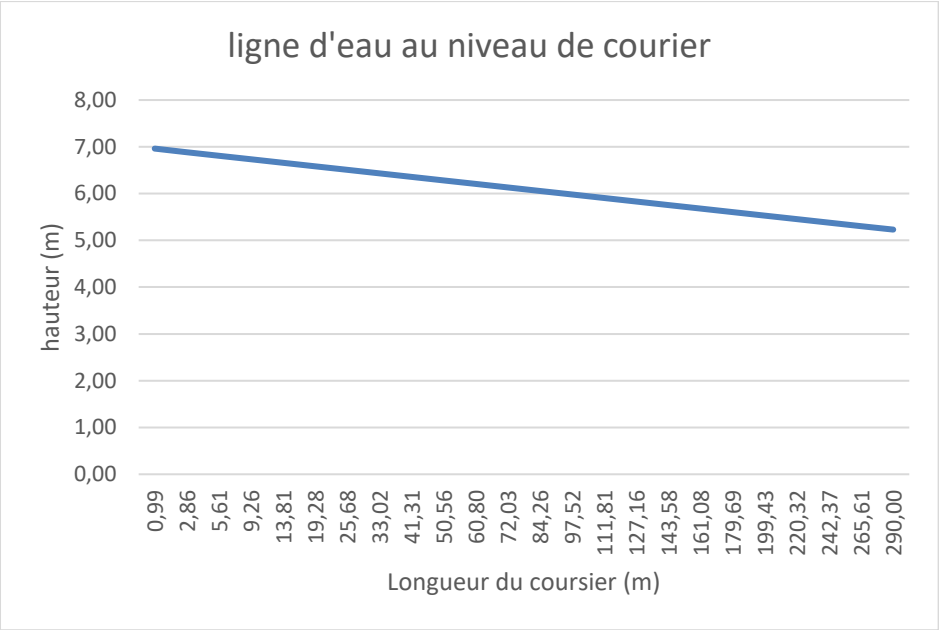


Figure IV. 11: Courbe de ligne d'eau au niveau du coursier.

✓ ***Calcule de la hauteur des mures bajoyer de coursier***

Les murs bajoyers permettaient de garder l'écoulement de l'eau au niveau du coursier, donc ils un rôle de protection qui guide l'écoulement au niveau de coursier, la hauteur des murs bajoyers sont calculé avec la relation suivante :

$$H_m = h_n + R \quad \text{(IV.22)}$$

Avec Hm : hauteur de mur bajoyer (m).

hn : hauteur normale de l'eau (m).

R : la revanche (m).

La revanche sert à protéger l'ouvrage de l'écoulement de l'eau pour un phénomène extrême, la revanche est calculée par la relation suivant :

$$R = 0.61 + 0.14 \cdot V^{\frac{1}{3}} \quad \text{(IV.23)}$$

Avec V : vitesse de l'écoulement dans le coursier. V=60.02 m/s

AN R=1.15 m

Alors Hm=0.914+1.15

Hm=2.064 m

✓ ***Vérification des phénomènes d'aération et les vagues roulantes le long de coursier :***

Au niveau du coursier on a la vitesse d'écoulement est important, cela peut engendrer le phénomène des vagues qui peut engendrer d'importants dégâts (l'érosion et la cavitation). Pour

la vérification on prend des sections est on vérifier que V < Vcr. Pour le calcul de Vcr en utilise la relation de VOINITCH SYANOGENSKY

$$V_{cr} = 6.63\sqrt{gRcos\theta}\sqrt{1+\frac{0.0011}{R^2}}\left(1+\frac{8.71\times n}{R^{\frac{1}{6}}}\right) \quad \text{(IV.24)}$$

Avec Vcr : vitesse critique (m/s).

R : rayon hydraulique.

θ : langle de coursier en °.

n : la rugosité du béton n=0.014.

Les résultats de calcule se trouve dans le tableau suivant :

Tableau IV. 9: Résultats de calcule de phénomène d'aération et les vagues roulantes

Y (m)	R	Vcr (m/s)	V (m/s)	V<Vcr
6,75	4,38	47,10	4,92	Vérifiée
6,25	4,17	45,95	5,31	Vérifiée
5,75	3,94	44,71	5,77	Vérifiée
5,25	3,70	43,36	6,32	Vérifiée
4,75	3,44	41,89	6,99	Vérifiée
4,25	3,17	40,26	7,81	Vérifiée
3,75	2,88	38,45	8,85	Vérifiée
3,25	2,58	36,42	10,22	Vérifiée
2,75	2,25	34,12	12,07	Vérifiée
2,25	1,91	31,47	14,76	Vérifiée
1,75	1,54	28,34	18,97	Vérifiée
1,25	1,14	24,52	26,56	Non vérifiée
0,75	0,71	19,53	44,27	Non vérifiée
0,553	0,53	17,01	60,02	Non vérifiée

Remarque IV.2 : D'après les résultats du tableau, l'ensemble des hauteurs d'eau vérifier la condition Vcr > V sauf les trois (03) dernières valeurs. En prend la hauteur Y=0.553 m pour qu'il vérifier il faut que V <Vcr = 17.01 m/s.

On prend Vadm= 12 m/s et on calcule la rugosité que doit le béton avoir.

$$n=\frac{R^{\frac{1}{6}}\cdot R_i^{\frac{1}{2}}}{V_{adm}} \quad \text{(IV.25)}$$

AN n = 0.070

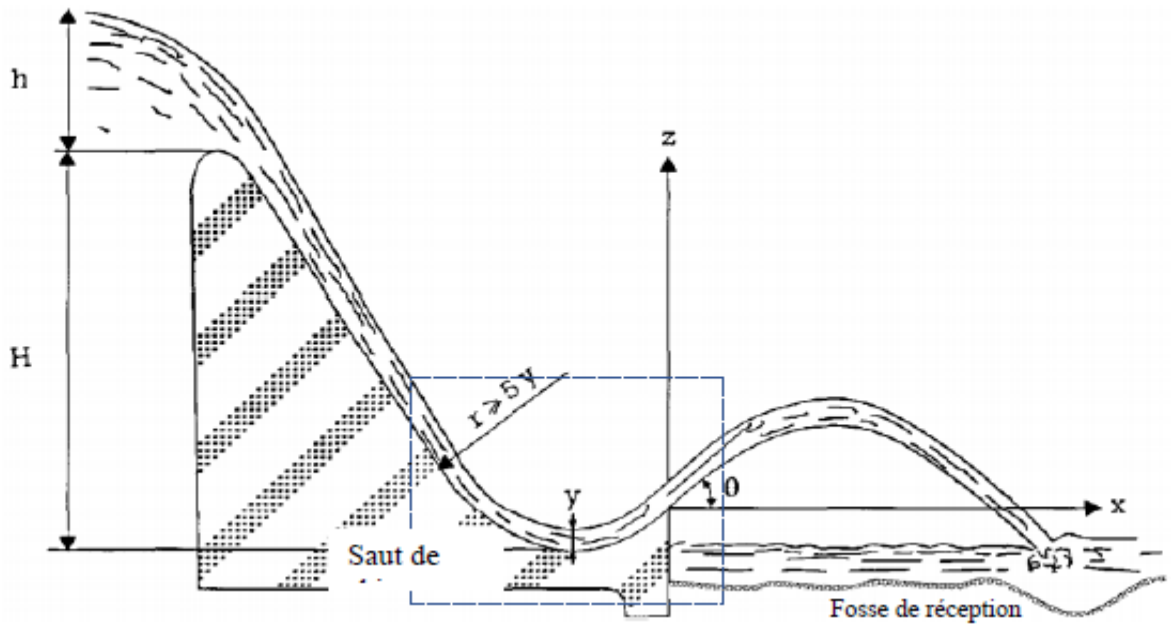
Alors le coefficient de rugosité doit être n > 0.070 pour vérifier la condition.

b. Ouvrage de restitution :

Tenant compte de la géologie en général et puisqu'on a un barrage en remblai, alors on opte pour un ouvrage de restitution de type saut de ski qui représente une solution très abordée pour les barrages en remblai.

Le principe de dimensionnement consiste à installer en bas de l'évacuateur un bec relançant l'eau vers le haut suivant un angle θ et une fosse d'affouillement. Il se crée à l'aval une fosse d'érosion, le pied du barrage doit être protégé sur la profondeur maximale de cette fosse.

Figure IV. 12: Schéma d'un évacuateur avec saut de ski (source : USBR désign of small dams (Duncan et al. 1987)).



- **Dimensionnement**

✓ ***Rayon minimum de dissipateur saut de ski :***

Pour un écoulement en fin du coursier, on utilise une cuvette simple ayant un rayon minimum (R) qui permet un décollage du jet dans des bonnes conditions et pour la réduction de la quantité de mouvement de l'écoulement.

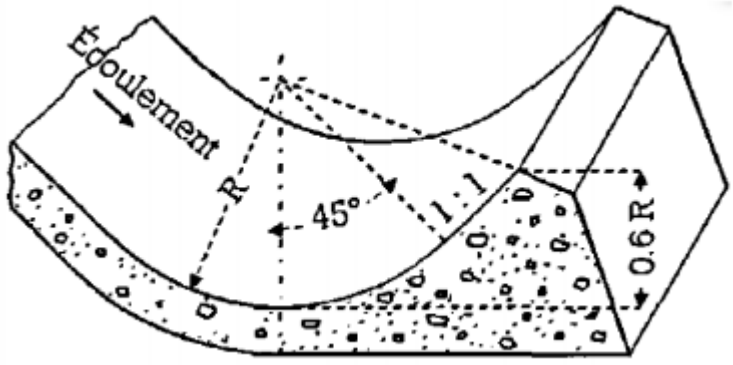


Figure IV. 13: Schéma d'un saut de ski (source : Google image).

Le rayon minimum "Rmin" dépend de nombre de Froude, il est calculer à partir de l'abaque qui se trouve dans l'annexe :

Alors on a : $F_r = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$……..…….. (IV.26)

AN Fr=20.34

De l'abaque on a Fr=20.34 → $0.04 = \frac{R_{min}}{h1+\frac{V_1^2}{2g}}$……..……. (IV.27)

Avec Rmin : rayon minimum (m).

V1 : vitesse en bas de coursier (m/s).

h1 : hauteur en bas de coursier (m).

AN Rmin= 5.12 m

Alors on opte pour un rayon de R= 5.5 m

- ✓ ***Angle de décollage de jet :***

Le jet est caractérisé par une parabole, ce qui permet d'estimer la hauteur ainsi que la distance jusque auxquelles le jet peut être projeté. L'angle θ de décollage joue un grand rôle. Il est typiquement compris entre 20° et 40°.

Le jet s'évolue et retombe à une distance égale :

$$X = 1.8(h + \frac{V^2}{2g}) \sin 2\theta \text{..... (IV.28)}$$

Avec X : distance maximale de jet (m).

θ : angle de décollage en °.

V : vitesse de décollage.

*La hauteur de jet déterminer par rapport au point de décollage est suivant la relation suivante :

$$Y = 0.9 \sin(\theta)^2 \times H_t \text{……..……. (IV.29)}$$

Avec $H_t = cote_{NPHE} - cote_{fond} - h1$……..……..…(IV.30)

AN Ht= 36.451 m

*Les hauteurs et les distances de jet pour les différents angles θ sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau IV. 10: Résultats de calcules des hauteurs et distances suivants les différents angles de jet

θ°	20	25	30	35	40
X (m)	148.25	176.688	199.74	216.74	227.14
Y (m)	3.83	5.85	8.20	10.79	13.55

D'après les résultats de Tableau IV-9 : on va perdre un angle 20°

Alors : X= 148.25 m et Y=3.83 m

- ✓ ***La fosse d'affouillement :***

La protection avale est assuré par une fosse de dissipation (d'affouillement) et les parois de l'ouvrage sont protégées par des enrochements. La profondeur de la fosse d'affouillement est déterminée à l'aide de la relation suivante :

$$H_{aff} = 1.9 \times H^{0.225} \times q^{0.54} \quad \text{(IV.31)}$$

Avec Haff : profondeur de la fosse d'affouillement (m).

$$H = 0.9 \sin(\theta)^2 \times H_t + \alpha \quad \text{(IV.32)}$$

Avec Ht= 36.451 m et α= 1 m

AN H= 4.83 m

Haff= 17.24 m

IV.6. Choix de type de l'évacuateur :

Après avoir dimensionné les deux types d'évacuateur choisissent comme variante proposé pour le barrage de BOUKHROUFA (barrage en remblai). Dans le tableau suivant on donne une récapitulation sur les résultats trouvés par les calculs précédents.

Tableau IV. 11 : Récapitulation des résultats de calcule.

Les différentes dimensions	**Evacuateur latérale avec déversoir de type GREAGER et bassin de dissipation de type USBR**		**Evacuateur avec déversoir labyrinthe et coursier lisse et un dissipateur saut de ski**	
Déversoir	Déversoir de type GREAGER	-Largeur= 60 m -Charge déversant= 3.43 m	Déversoir de type labyrinthe	Largeur : W= 25 m a= 0.8 m b= 6.225 m
Coursier	Coursier lisse	-Longueur= 290 m. -Largeur= 20m. -Hauteur des murs bajoyer= 6 m	Coursier lisse	-Longueur= 290 m. -Largeur= 25 m. -Hauteur des murs bajoyer= 2.064 m.
Ouvrage de dissipation	Bassin de dissipation de type USBR	-Longueur du bassin= 25.8 m. -Largeur du bassin= 40 m. -Hauteur des blocs de chute=2.21 m	Saut de ski	-Rayon = 5.5 m. -L'angle de jet= 20°. -Profondeur de la fosse = 17.24 m. -Longueur de jet= 148.25 m. -Hauteur de jet= 3.83 m.

IV.6.1. Critères de choix de la variante favorable.

La variante de l'évacuateur la plus favorable c'est la celle qui répond à plusieurs critères, parmi les critères importants on a :

- le rendement et la stabilité de l'ouvrage.
- la facilité de réalisation et exigence d'entretien.
- le cout et la durée de réalisation.

*Pour le barrage de BOUKHROUFA, la variante la plus adéquat est l'évacuateur latérale a entonnement frontale avec déversoir de type GREAGER et coursier lisse, car :

- **Côté conception**

  - ✓ Le déversoir de type GREAGER est plus facile à réaliser que le déversoir de type labyrinthe.
  - ✓ Diminution de largeur de coursier pour la deuxième variante augmente le risque de débordement l'ors d'un évènement extrême.
  - ✓ La conception du bassin dissipation de la 1ère variante est plus facile à réaliser que le saut de ski avec fausse d'affouillement qui a une grande longueur (148.25 m).

  - ✓ **Coté cout de conception**

Dans le tableau suivant, on a le cout de réalisation des deux variantes d'évacuateurs proposé comme variante pour le barrage de BOUKHROUFA.

Tableau IV. 12: Cout de la conception totale de chaque variante

La variante	Type d'évacuateur	Le volume total (m3)	Cout totale de conception (DA)
1er variante	Evacuateur latérale a entonnement frontale avec déversoir de type GREAGER et coursier lisse	1224.332	42095245
2eme variante	Evacuateur avec déversoir de type labyrinthe et saut de ski	Vbéton= 6834.1254 Vremblais= 57577.22	345421517.4

IV.7. Conclusion

Dans ce chapitre on a donné deux variantes qui sont théoriquement et pratiquement faisables pour un barrage en terre avec le calcul détaillé pour chaque variante proposée. Pour la fin de chapitre on a pu faire une sorte de comparaison entre les deux variantes proposées.

Après la comparaison entre les deux variantes, pour le dimensionnement de l'évacuateur de crues du barrage BOUKHROUFA, on opte pour la variante « Evacuateur de crues latérales avec déversoir de type GREAGER et coursier lisse et un bassin de dissipation de type USBR »

CHAPITRE V :

Etude de la variante choisie

V.1. Introduction

L'évacuateur de crue est soumis à différentes charges et sollicitations, dans le présent chapitre, nous allons calculer la stabilité et le ferraillage des éléments de l'évacuateur de crues afin qu'il résiste aux différentes charges exercées : la poussée des terres, la poussée hydrostatique de l'eau, le poids propre de la structure, etc.

L'évacuateur de crues sera construit en béton armé. Le béton se compose de : l'eau, les granulats (sable et gravier), ciment et adjuvants qui sont des produits chimiques qui peuvent jouer différents rôles : ça pourra être des fluidifient, retardataire de prise et accélérateurs de prise, ou super plastifiant. Ces produits peuvent aussi améliorer la performance du béton destiné aux ouvrages hydrotechniques.

V.2. Etude de stabilité

Le calcul de la stabilité c'est une étape nécessaire pour connaitre les dimensions des éléments de l'évacuateur de crue afin qu'il soit résistant aux différentes charges, et qu'il vérifieles conditions au reversement, au glissement et au poinçonnement.

V.2.1. Stabilité de déversoir

Le calcul de stabilité de déversoir se fait dans le cas le plus défavorable (Hauteurs déversant maximale Hd=3.43m.

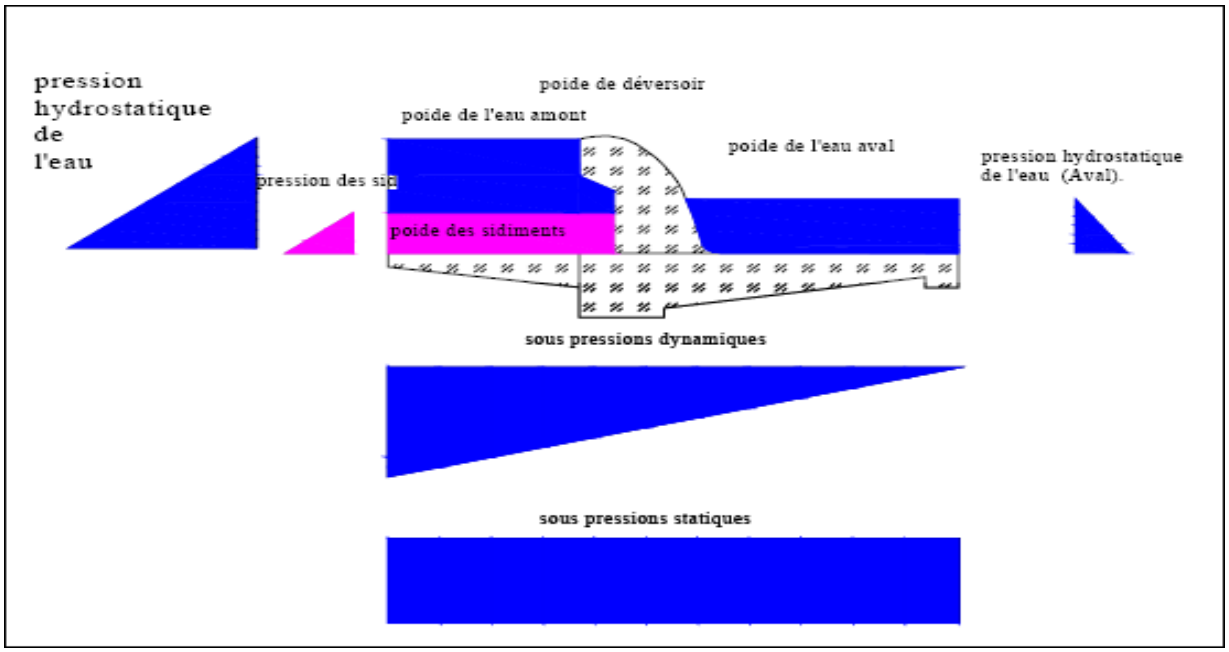


Figure V. 1: Répartition des forces horizontales et verticales agissantes sur le déversoir (exemple représentatif).

V.2.1.1. Calcul des forces

Avant de calcul des forces on doit dimensionner le radier de déversoir et vérifient l'étude des infiltrations par la méthode de **Bligh**.

- **Prédimensionnent de l'ouvrage :**

-Avant radier :

- Longueur : $l_{ar} = (0 \div 2) \times h_1 = 6.2m$
- Epaisseurs : on à :

$h_1 \leqslant$**5m**	**donc**	T_{ar1} **= (0.4÷0.5) m=0.5m**
5$\leqslant h_1 \leqslant$10 m	donc	T_{ar1} = (0.4÷0.6) m
$h_1 \geqslant$10 m	donc	T_{ar1}=0.75 m
Et :		T_{ar2}=0.75+0.005H_1 = **1m**

- Radier :
  - Longueur : L_r= (1.25 ÷ 2.5) *H_1= **10m**
  - Epaisseurs :

T_{r1} = (0.25 ÷0.30) *H_1= **1.2m**

T_{r2} = (0.13÷ 0.15) *H_1 = **0.6m**

S= T_{r1}= **1.2m**

S_1 = S_2= T_{r2}+0.5= **1.1m**

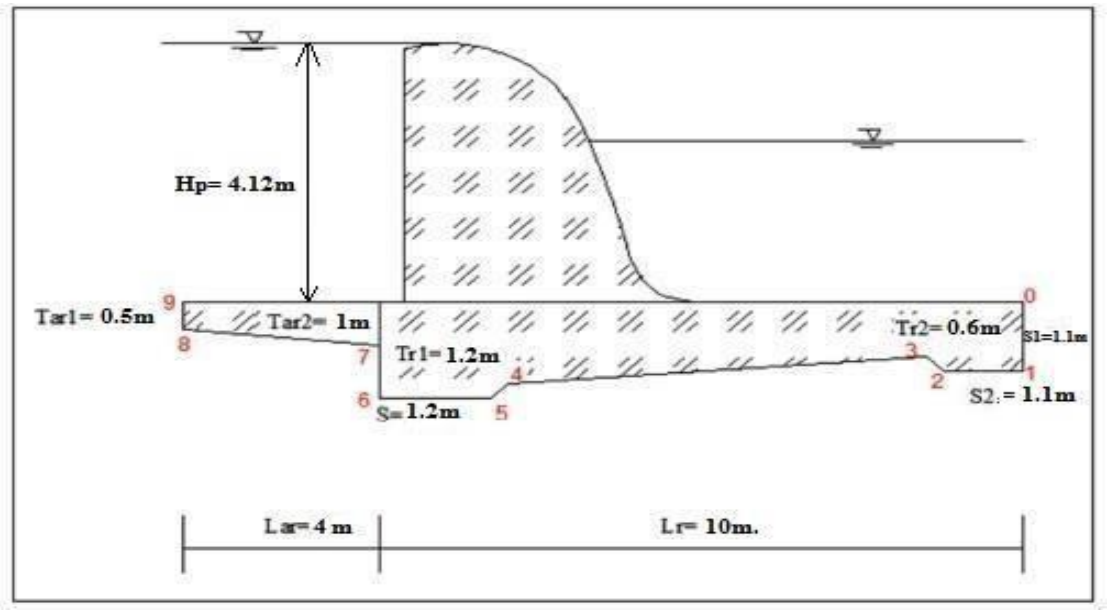


Figure V. 2: Résultats du Prédimensionnement du déversoir.

Méthode de conteur linéaire (Méthode de Bligh) :

Dans cette méthode la répartition des sous pressions est considérée linéaire. Et la conditionà vérifie est que la longueur de conteur déployer (LCD) est supérieur à la longueur de conteur théorique de Bligh (LC Théorique).

Avec :

- $LC_{Théorique}$ =H1*C=4.12*3= **12.36m** (**C = 3**, Coefficient de proportionnalité en fonctionde type de sol).
- L C D =$L_{réelle}$ = 1.1+1.1+1.4+4+1.4+1.2+0.2+4.03+0.5= **14.93 m.**
- LCD réelle > LC Théorique. Alors la condition de Bligh est vérifiée (stable).

Après avoir calculé les épaisseurs préalables dans chaque point de radier on doit les corrigée avec les épaisseurs de Bligh que on calcul comme suivante :

$$h_x = \frac{H}{LCD} \times l_x = 0.28 \times l_x$$

$$I = \frac{H}{L} = \frac{4.12}{14.93} = 0.28$$

$$t_x = n \times \left(\frac{\gamma_w}{\gamma_b - \gamma_w}\right) \times h_x = 0.71 \times h_x$$

Avec :

- t_x : épaisseur de radier.
- γ_w : Poids spécifique de l'eau. (γ_w =1000Kgf/m^3).
- γ_b : Poids spécifique de béton. (γ_b =2400Kgf/m^3).
-n : coefficient de sécurité varie en fonction de classe de l'ouvrage (n=0.85 à 1.25) ; On prend : **n=1**

Tableau V. 1: Calcul des sous pressions par la méthode de Bligh

Points	**0**	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**
lx (m)	0	1,1	2,2	3,6	7,6	9	10,2	10,4	14,43	14,93
hx (m)	0	0,308	0,616	1,008	2,128	2,52	2,856	2,912	4,0404	4,1804
T Blight (m)	0	0,21868	0,4374	0,71568	1,51088	1,7892	2,02776	2,06752	2,868684	2,968084
Tadop (m)	0	0,6	1,1	1,7	1,2	1,2	1,1	1	0,5	0

Sur le déversoir agissent les forces suivantes :

a) <u>Poids propre du déversoir P_{pD} :</u>

$$P_{pD} = \gamma_b \times S_d \times l_s$$

Où :

γ_b : Poids volumique du béton, γ_b=2.4t/m^3

S_d: Section du déversoir calculée a l'aide du logiciel AUTOCAD, S_d=36m²

l_s : Tranche de longueur unitaire, l_s=1m

$$\mathbf{P_{pD} = 86.4t(tonne)}$$

b) Force de poussée hydrostatique :

$$F_h = \frac{1}{2}\gamma_w . H^2 . l_s$$

Où :

γ_w : Poids volumique de l'eau $\gamma_w = 1\ \frac{t}{m^3}$

H : Hauteur d'eau amont, H=4.12m

F_h=8.49t

c) <u>Force de poussée du sol amont Es :</u>

$$E_s = \gamma_s . \frac{h_s^2}{2} . tg^2(45 - \frac{\theta}{2}) . l_s$$

Où :

γ_s : Poids volumique du sol saturé γ_s=2.2 $\frac{t}{m^3}$

Hs=2m

θ: Angle de frottement interne, θ=30°

E_s=1.47t

d) <u>Poids de la colonne d'eau sur le radier :</u>

$$P_{cE} = \gamma w . S_{cE} . ls$$

Où :

$P_{cE} = \gamma_w . S_{cE} . l_s$

S_{cE} : Section de la colonne d'eau, S_{cE}=4.12m²

P_{cE} = 4.12

e) <u>Force de sous pressions WT :</u>

$$W_s = W_t + W_f$$

Où :

Wf : Sous pressions hydrodynamiques

Ws : Sous pressions hydrostatiques

Ws=Ss.ls

Où :

S_s: Surface des sous pressions hydrostatiques,

S_s= (γw(d+hav)).Lr –A

A : Surface définie des sous pressions hydrostatiques, A=4.12m²

Lr : Longueur du radier, Lr=10m

d : ancrage aval du déversoir, d=1.1m

D'où : S_s= 41.2 m²

<u>Remarque</u> : Pour toutes les longueurs voir (figure VII.02).D'où : **Ws= 41.2t**

D'autre part on a :

$$W_f = S_f \times ls$$

Où :

Sf : Surface des sous pressions hydrodynamiques, $S_f = \gamma_w . \left(\frac{h_1+h_6}{2}\right) . L_r$

h1, h6 : Hauteurs de pressions respectivement au point 6 et 1 (Tableau VII.01)

h_1**= 0.31** et h_6**= 2.86**

Donc : Sf=15.85m²

D'où : **Wf=15.85t**

Finalement on a : **WT=57.05t**

V.2.1.2. Stabilité du déversoir au renversement : (Basculement)

Le principe de la stabilité au renversement est de vérifier que sous l'effet des différents charges horizontales et verticales sur l'ouvrage ne pivote pas autour d'un pointsoit A, pour que la stabilité soit vérifiée :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq (1 \div 3).$$

Avec :

Ms : Somme des moments des forces stabilisatrices.

Mr : Somme des moments des forces déstabilisatrices.

Ms/G= P_{pD}*1.6+P_{cE}*4+Es*0.4=**155. 308t.m**

Mr/G=Fh*2.66+WT*1.17=**89. 33t.m**

$\frac{M_s}{M_r}$=**1.74** ≥ (1÷3) d'où la stabilité au renversement est vérifiée.

V.2.1.3. Stabilité du déversoir au glissement

La stabilité au glissement doit assurée si :

$$\frac{\sum F_v.tg\theta}{\sum F_h} \geqslant 1$$

Où :

∑Fv : Somme des forces verticales

∑Fh : Somme des forces horizontales

∑Fv= PpD-WT+PcE=**33.47t**

∑Fh= Fh+Es = **9.96t**

tgθ=tg(30°)=**0.58**

$\frac{\sum F_v.tg\theta}{\sum F_h} = 1.95 \geqslant 1$ d'où la stabilité au glissement est vérifiée.

V.2.1.4. Stabilité du déversoir au poinçonnement

On dit que le déversoir est stable au poinçonnement si la contrainte transmise par leradier de l'ouvrage est inférieure à la contrainte du sol. (σ_{sol}=150 bar)

Contraintes maximales et minimales du radier :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{100\beta} \pm \frac{6.M/G}{100.\beta^2}$$

Avec :

N=$\sum F_v = 33.47t.f$

M/G : Somme des moments par rapport au centre de gravité du radier

β : Largeur du radier du déversoir

D'où :

M/G=77t.f

Et :

$$\sigma_1 = \frac{N}{100\beta} + \frac{6.M/G}{100\beta^2} = 4.71\ bar$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{100\beta} - \frac{6.M/G}{100\beta^2} = 4.66\ bar$$

$\sigma_1, \sigma_2 > 0\ et\ \ \sigma_1 < \sigma_{sol}$ D'où la stabilité au poinçonnement est vérifiée.

Stabilité des mures bajoyers :

Les murs latéraux et bajoyers travaillent essentiellement comme des murs de soutènement,donc on doit s'opposer à la poussée des terres à la quel s'ajoute la poussée de l'eau interstitielle et aux poussées des surcharges.

V.2.2. Calculs des forces

Forces verticales :

- Poids de radié : Ps=γb*Ss*l=2.4*(1*6)*1=**14.4t**
- Poids de rideau : Pr= γb*Sr*l=2.4*($\frac{1+0.5}{2}$*6)*1=**10.8t**
- Poids de l'eau : Pw= γw*Sw*l=1*18*1=**18t**
- Poids des terres : Pt= γt*St*l=1.8*15*1=**27t**

Forces horizontales :

- Poussée de l'eau : Fw= γw*Sw*l=1*6*1=**6t**
- Poussée des terres : Ft=Ap* γt*St*ls=0.33*1.8*6*1=**3.56t**

On à :

$\sum$Fv = Ps+Pr+Pt=52.2t

$\sum$Fh =Ft=3.56t

Donc :

$\frac{\sum Fv}{\sum Fh} = \frac{3.56}{52.2} = 0.07 < 0.8$ Condition vérifiée d'où les murs bajoyers sont stable.

V.3. Conclusion

L'étude de stabilité est assurée, les éléments vont résister au glissement sur sa fondation, au renversement et au poinçonnement tout en gardant sa stabilité interne (résistance aux contraintes qui se développent dans la masse).

CHAPITRE VI :

Organisation de chantier

VI.1. Introduction

Une reconnaissance meilleure du lieu de chantier aide énormément à dresser un planning technologique des engins et leur utilisation rationnelle dans les diverses opérations, afin de pouvoir répondre aux conditions d'espace et temps dictés par le marché. Une bonne organisation de chantier intervient grossièrement dans la diminution du prix de l'ouvrage pour qu'il ne pas soit onéreux. Ces constructions présentent des difficultés énormes, mais pour se faire, et quelques que soient les problèmes rencontrés, il est impératif d'avoir une connaissance exacte de l'organisation de chantier.

L'objectif de ce chapitre est de connaitre le délai de réalisation de tous le barrage BOUKHROUFA, ainsi savoir les moyens matériels tel que les engins mécaniques modernes et rentables, qui destinent à excaver, transporter et bétonné l'ensemble de l'aménagement, ainsi les moyens humains tel que la main d'œuvre.

VI.2. Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier

Avant d'entrer dans le vif du sujet relatif au chantier de réalisation d'un barrage, il nous parait indispensable de rappeler les rôles des différentes personnes amenées à intervenir dans l'acte de construction.

VI.2.1. Le maître de l'ouvrage

C'est une personne physique ou morale pour le compte de laquelle sont exécutés les travaux. Son rôle est de définir le but à atteindre (programme), d'organiser un financement, de passer et de régler les marchés des travaux. Après la réception des ouvrages, il en est le propriétaire et parfois le gestionnaire.

VI.2.2. Le maître d'œuvre

C'est une personne physique ou morale, chargée par le maître de l'ouvrage de recevoir l'ouvrage, d'établir le dossier de consultation des entreprises, d'assister le maître d'ouvrage dans le dépouillement des offres, de contrôler l'exécution des travaux et de proposer leur réception et leur règlement, après en avoir établi le décompte.

Pour le cas d'un barrage, le maître d'œuvre est souvent chargé, en outre d'interpréter son osculation jusqu'à l'achèvement de la phase de la mise en eau et de régler le rapport de la première mise en eau.

VI.2.3. L'entrepreneur

Personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître d'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux et, parfois, de la conception détaillée des ouvrages. L'entrepreneur est responsable du chantier et de l'ouvrage en cours de construction tant que celui-ci n'a pas été réceptionné.

Le lien contractuel entre les acteurs traditionnels d'un chantier se résume par la Figure VI.01

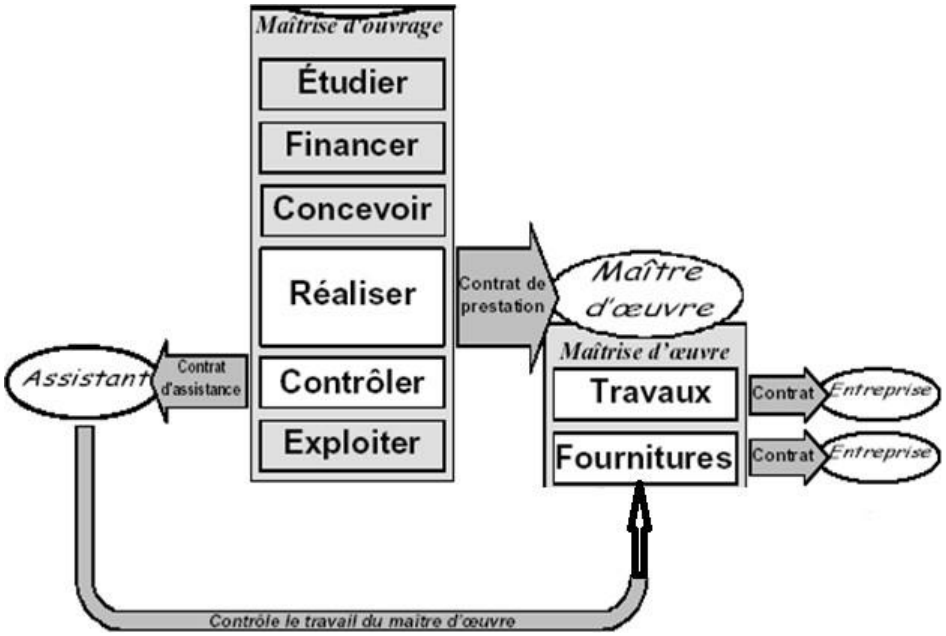


Figure VI. 1: Relation entre les personnes intervenantes sur chantier.

VI.3. Installations du chantier

VI.3.1. Installations destinées au personnel

Ce sont généralement les dortoirs, vestiaires, réfectoires, installations sanitaires et les bureaux de chantier.

VI.3.2. Installations destinées au stockage des matériaux

- **Agrégats :**

Les agrégats destinés à la fabrication du béton (sable, graviers) doivent être contrôlés à leur réception ; il convient de vérifier la granulométrie en prélevant des échantillons.

Les différents sables et les graviers seront stockés en tas mélange. Vu que leurs densités sont différentes un mélange risque de fausser la pesée. La méthode de stockage sera en étoile, la teneur en eau des agrégats doit être contrôlée avant utilisation vue que le degré hydrométrique de l'air en variable ainsi que les éventuelles précipitations.

- **Le Ciment et les aciers :**

Le ciment sera livré en vrac et stocké dans des silos. A sa réception il est nécessaire de procéder à un contrôle de température et à certaines analyses de laboratoire (résistance, le temps de prise, et les aciers). On doit les protéger dans des endroits de forte humidité (baraquement, hangars).

- **L'eau de gâchage :**

L'eau destiné au gâchage du béton doit satisfaire aux normes internationales en :

Matières organiques : 0.1 (g/l)

Matières en suspension : 0.2 (g/l)

Sels dissout : 1.5 (g/l)

Sulfates : 1.0 (g/l)

Acide humique : 0.05 (g/l)

Acide sulfhydrique : 0.05(g/l)

Chlorures : 0.1(g/l)

Ces éléments indésirables risquent de provoquer de fausses prises ou encore altérer le cimentou attaquer les aciers.

- **Le Béton :**

Le béton est matériau artificiel dont on fait la plus grande consommation de nos jours en travaux publics et de bétonnage en général.

Le béton employé devra avoir une résistance à la compression à 28 jours de 180 bars, ilse compose de sable, graviers de différentes granulométries, d'un liant hydraulique (ciment ou autres) et d'eau.

- **L'énergie électrique :**

L'alimentation en énergie électrique sera faite par un groupe électrogène, ne justifier pas l'alimentation à partir d'un réseau de moyenne tension (SONELGAZ).

- **L'alimentation en eau potable**

L'alimentation en eau potable sera assurée par un réservoir de stockage dont le volume sera réalimenté quotidiennement.

- **L'alimentation en carburant**

L'alimentation sera assurée par des camions citernes, le stockage sera fait dans des réservoirs enterrés avec un accessoire de pompage.

VI.3.3. Installations destinées à la réparation des engins

Les grosses réparations ne se font généralement pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

VI.3.4. Installations pour la préfabrication

Ce sont généralement des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes …etc.

VI.4. Réalisation du barrage en terre

La bonne connaissance du site de barrage et la conception judicieuse d'un ouvrage bien adapté à son site ne suffisent pas à garantir la qualité et la sécurité de l'ouvrage. Le soin apporté à l'exécution du barrage et les moyens qui y sont consacrés ont également une importance primordiale pour la réussite des opérations de construction. Il est donc nécessaire d'assurer que le chantier est confié à tout le moyen nécessaire pour réaliser l'ouvrage dans les bonnes conditions.

VI.4.1. Les moyens de chantier

VI.4.1.1. Les moyens humains

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétant pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

VI.4.1.2. Les moyens matériels

On peut distinguer le matériel général de terrassement, le matériel lié au type de barrage et le matériel spécifique.

Pour l'ensemble de matériel on doit mentionner les marques, les types, les puissances, les rendements et le nombre des engins affecter au chantier ainsi que leur mode d'intervention suivant le phasage des travaux.

VI.5. Succession des opérations du chantier

VI.5.1. Travaux préparatoires

Installation du chantier, implantation du barrage et mise en place éventuelle des déviations de circulation, reconnaissance complémentaire des ballastières.

- Construction de la dérivation provisoire du court d'eau.
- Décapage des fondations de creusement éventuel de la clé d'encrage du barrage.
- Préparation des zones d'emprunt.
- Déboisement et défrichement de la cuvette, démolition éventuelle d'infrastructure noyée.

VI.5.2. Exécution de l'ouvrage

- Remblaiement de la clé d'ouvrage et des fondations jusqu'au terrain naturel.
- Mise en place de la conduite de prise de vidange.
- Approvisionnement des matériaux filtrant.
- Exécution du remblai.
- Génie civil des ouvrages de prise et de restitution
- Génie civil de l'évacuateur.
- Mise en place de revêtement de talus
- Mise en place des équipements hydraulique
- Travaux de finition, fermeture des zones d'emprunt, revêtement de la crête et de route d'accès.

VI.6. Technologie des principaux travaux

Exécution des voies d'accès :

On prévoit une route par laquelle on pourra accéder à tous les ouvrages pendant la période deconstruction, les engins utilisés sont :

- Bulldozer : pour l'exécution des déblais et des remblais.
- Ripeur : pour les terrains semi-durs.
- Pelle rétro : pour l'extraction des alluvions.
- Camions bennes : pour le transport des terres.
- Pour les travaux de finitions (réglage et compactage), on utilise une niveleuse et uncompacteur à pneus.
- Camion-citerne pour l'humectage.

Travaux de terrassement :

- Tous les travaux de terrassement sont exécutés avec le même matériel utilisé pour lesvoix d'accès.
- Un bulldozer, une pelle rétro, camion bennes, niveleuse et compacteur à pneus.

Dérivation provisoire :

- **Excavation de la fouille de la dérivation :Excavation à ciel ouvert :**

- L'excavation se fait à l'aide d'un bulldozer, la succession d'excavation des travaux dela fouille.
- Creusage et déplacement de terre à l'aide d'un bulldozer
- Chargement de terre (pelle chargeuse) dans des camions bennes, pour le bon déroulement de ces opérations on doit :
- Exécuter une rampe pour faciliter la circulation.
- Deviser la fouille en plusieurs bandes pour le passage des engins.
- Aménager des cavaliers provisoires.

- **Exécution de la galerie d'injection et les injections :**

a) Exécution de la galerie d'injection :

On creuse la galerie à l'aide d'une tendeuse à disque mobile, on doit s'équiper aussi de wagon qui se chargera du transport des terres lors de la galerie par l'intermédiaire de tapis roulant.

b) Travaux d'injection :

Les injections seront effectuées avec le coulis de ciment additionné de la bentonite

c) Technologie d'exécution :

- Implantation des forages sur le terrain.
- Fabrication des coulis.
- Pompe à forage, malaxeurs.

d) Matériel :

- Tunneulleuse, wagon, locotracteur, sondeuse rotative.
- Sondeuse à percussion et pompe à injection
- Pompe à forage, malaxeuse

- **Exécution de la digue :**

Travaux de préparation de l'assise de la digue :

a) Décapage de la couche végétale :

- Pour le creusage et déplacement des terres on utilisant des bulldozers.
- Pour le changement on utilise un chargeur
- Pour le transport on utilise des camions de bennes

b) Exécution de la fouille d'ancrage du noyau :

- Les terrains meubles seront exécutés à l'aide d'un chargeur
- Les terrains rocheux à l'aide d'explosif

- **Exécution de l'évacuateur de crue :**

Coffrage :

Il est nécessaire que les coffrages aient une raideur suffisante pour résister à la pression du béton, lors de sa mise en place et surtout aux cours de la vibration. Les coffrages doivent être suffisamment bien ajustés entre eux afin de prévenir les pertes de mortiers, les fixations de coffrages intérieurs au béton doivent être conçues de façon à ce que le démontage des coffrages puisse être effectué sans destruction de béton.

VI.7. Chemin critique (Cc)

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant lamarge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$\textbf{C.C} \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.P \end{cases}$$

VI.7.1. Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

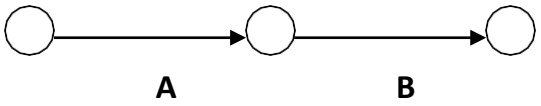
VI.7.2. Méthodes basées sur le réseau

- **Définition du réseau :**

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

- **Réseau à flèches :**

L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



- **Réseau à noeuds :**

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches

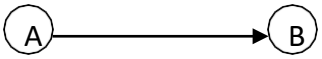


Tableau VI. 1: Symboles des opérations

Travaux	Opération	Durée (mois)
Installations	A	**6**
Batardeau amont & parois moulée	B	**8**
Dérivation + Tour de Prise	C	**8**
Excavations fondation digue	D	**7**
Galerie injection : forages et injections	E	**11**
Remblais de la digue	F	**28**
Evacuateur des crues	G	**24**
Réceptions et mise en eau	H	**2,5**

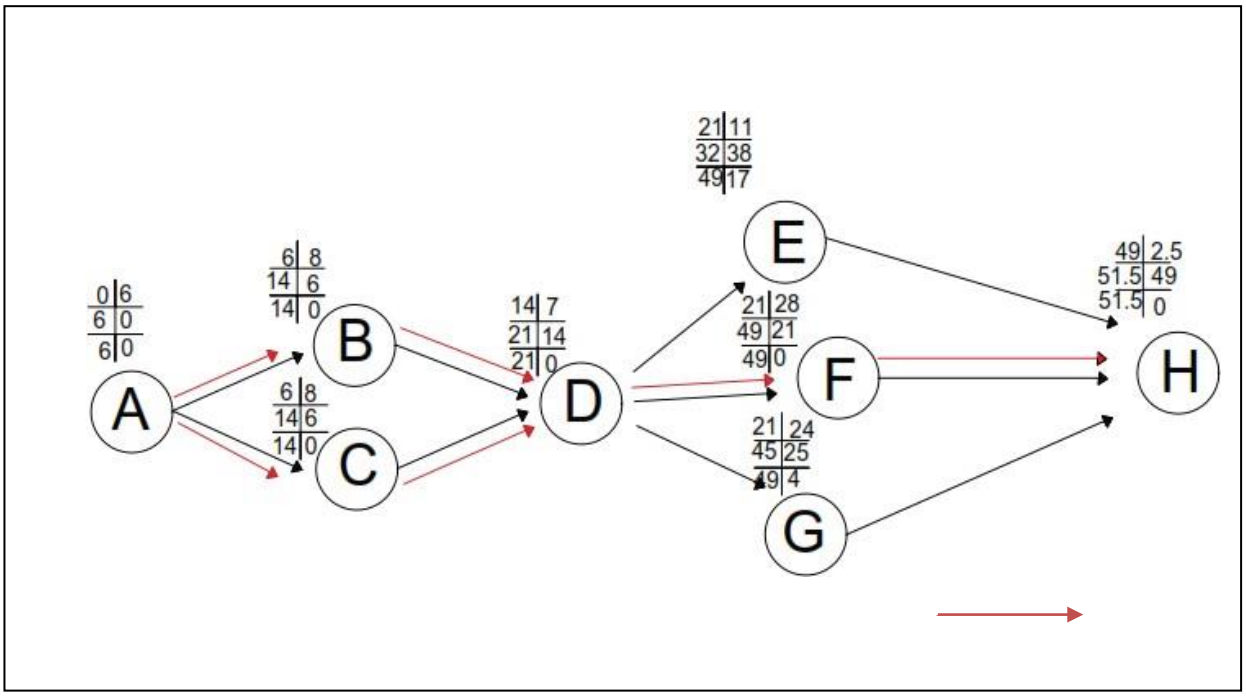


Figure VI. 2: Réseau à nœuds.

VI.8. Conclusion

Dans ce chapitre on a vu l'importance de l'organisation de chantier pour des grands projets (projet de construction de barrage BOUKHROUFA). Cette partie de l'étude ne renseigne pas sur l'ensemble des moyens nécessaires (humains et matériels) et comment géré ces ressources tout en respectant le délai de réalisation et les problèmes qui peuvent être durant toute la période de réalisation. Aussi pour l'amélioration de l'organisation de chantier, des méthodes sont utilisées pour faciliter le bon déroulement de la situation

CHAPITRE VII :

Protection au travail

VII.1. Introduction

La protection du travail comprend tout un système de mesure d'ordre social, économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique. Ceux-ci garantissent l'assurance de la protection de la santé et de la capacité de travail des travailleurs. Les chantiers sont très dangereux et les accidents peuvent se produire à tous les moments de l'installation jusqu'à la mise en eau. C'est pour cela, qu'on doit chercher toutes les solutions pour faire face à ces derniers. L'objet sera, donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents de chantier. Pour cela, il existe un bon nombre de dispositifs, de consignes et de règlements dits « de sécurité » dicté par différents organismes intéressés par la sécurité du travail, notamment le BIT (le Bureau International du Travail). Ces règlements doivent être strictement appliqués. Ils contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et dégagent la responsabilité des dirigeants du chantier qui pourraient être tenus comme responsables dans le cas ou des dispositions n'aient pas été prises dans l'application des règles de sécurité sur le chantier.

VII.2. Instructions structurelles sur la sécurité

VII.2.1. Instructions à donner aux travailleurs et aux visiteurs du chantier :

Quoiqu'il en soit Algérien ou expatrié ; la personne qui travaille ou pénètre sur le site doit être informé en matière de sécurité de façon qu'il respecte les règles de sécurité du chantier.

VII.2.2. Instructions à donner au Chef d'équipe :

Le Chef d'équipe confirme périodiquement les mesures préventives contre les accidents.

- **Réunion matinale en matière de sécurité :**

Le contre maître de chaque poste préside tous les matins une réunion pour expliquer les détails des travaux à exécuter en précisant l'instruction sur la sécurité.

- **Mise en ordre du chantier :**

L'effectif de chaque poste s'engage à la mise en ordre du chantier une fois par mois à ladate préalablement fixée.

VII.3. Contrôle et entretien du matériel

Les engins ne peuvent être utilisés sur le site qu'avec le bon de mise en service qui sera émis à la suite du contrôle mécanique les engins utilisés doivent passer le contrôle journalier et son résultat sera enregistré dans le rapport journalier.

Les engins doivent êtres au contrôle période et son résultat sera enregistré dans le carnet d'entretien.

Les échafaudages, plateforme, passerelle, boisage, cintre, coffrage, soutènement, et toute autre installation les gardes corps, rampes, filets, ceintures de sécurité et toute autre dispositif de sécurité, les chaînes câbles aux cordages, les échelles ainsi que matériel et engins de toute nature mis par les chefs d'établissement à la disposition des travailleurs à effectué et aux risques auxquels les travailleurs sont exposés.

VII.4. Organisation du service de la sécurité d'ouvrage

L'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personne.

VII.5. Principes fonctions du service de sécurité

a) Etudes :

- Participation au Comité d'hygiène et de sécurité.
- Analyse des postes de travail « Etude Sécurité ».
- Suggestions du Personnel.
- Statistique : élaboration et commentaire.
- Rapport avec l'administration.

b) Exécution :

- Mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail).
- Réalisations pratiques des suggestions et des études.

c) Contrôle :

- Enquêtes à la suite des accidents.
- Inspections des installations.
- Visites périodiques effectuées par les organismes.
- Contrôle éventuel des moyens de transport du personnel.

VII.6. Causes des accidents de travail

Les différents facteurs réagissant les causes d'accédants de travail se subdivisent en deux catégories : l'une se traduit par les facteurs humains, l'autre par les facteurs matériels.

VII.6.1. Facteurs humains

Ces facteurs concernent les actions dangereuses dans le travail dues au comportement de nature humain qui nécessite dans certains cas l'intervention d'un médecin et d'un psychologue tel que :

- La négligence des travailleurs.
- La fatigue excessive
- Manque de concentration.
- L'agitation
- La nervosité.
- Inaptitude mentale ou physique.

VII.6.2. Facteurs matériels

Les causes d'accédants d'origine matérielle évoluent généralement pendant l'exécution des travaux. Elles proviennent :

- Des outils et engins utilisés (implantation, entretien).
- Du lieu de travail (éclairage, conditions climatiques).
- Des conditions d'hygiène et de sécurité (ventilation, production).

VII.6.3. Causes des maladies professionnelles

Les poussières :

Par son inhalation, la poussière est l'un des facteurs qui cause le plus de maladies graves. Parmi ces maladies nous pouvons citer la silicose due aux poussières de silicium qui est l'une des plus graves et plus fréquentes des maladies professionnelles.

Ces maladies se traduisent par une expectoration sanglante avec risque de tuberculose.

Le bruit :

Les surdités professionnelles les surviennent par traumatismes sonores dû à la nocivité du bruit pour l'oreille interne, surtout les bruits impulsifs inférieur à une seconde et aigue, c'est une surdité de perception parce qu'elle se situe au niveau de l'oreille interne.

Nous pouvons citer comme exemple le vibreur qui donne une surdité de perception.

VII.6.4. Conditions dangereuses dans le chantier

- Installation non protégée ou male protégée.
- Outillages, engins et équipements en mauvais état.

- Matière défectueuse, stockage irrationnel.
- Protection individuelle inexistante.
- Eclairage défectueux.
- Facteur d'ambiance impropre.
- Conditions climatiques défavorables.

VII.6.5. Méthode et moyens de prévention

- Assurer une protection individuelle.
- Assurer un entretien continu.
- Prudence demandée.
- Eviter toute cadence supérieure à la normale.
- Assurer aux installations des protections.
- Assurer un stockage rationnel

VII.6.6. Actions dangereuses

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, soue pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Imprudence durant le travail.
- Suivre un rythme de travail inadapté.

VII.7. Conclusion

La prévention doit plus être conçue comme un correctif et s'appuyer uniquement sur des critères défensifs mais une mesure indispensable et incontournable dans l'exercice de la fonction.

Avec les avancées du progrès technique et scientifique, on doit pouvoir saisir les acquis pour renverser la tendance, c'est-à-dire, faire de la prévention une action offensive pour qu'il n'y ait plus de risques.

A cet effet, il convient d'accorder d'avantage d'intérêt aux aspects éducatifs de l'homme durant l'accomplissement de son travail afin de lui permettre une grande maîtrise de l'outil de production et une plus grande adaptation à son environnement.

CHAPITRE VIII :

Etude d’impact sur l’environnement

VIII.1. Introduction

L'utilisation des barrages a toujours été reconnu principalement dans les domaines de la production des énergies, l'alimentation en eau potable et l'irrigation par ailleurs la réalisation des barrages peut avoir des effets importants sur l'environnement et toucher des régions habités et peut être l'un des inconvénients qui peut empêcher la réalisation de ces ouvrages, mais malgré ses aléas la force hydraulique reste une source renouvelable importante qui peut être favorable à l'environnement en étant convenablement planifier et gérée. Pour anticiper et éviter tous désagrément tant écologies que socioéconomiques, une étude d'impact environnementale est obligatoirement introduite pour accompagner la planification la conception, la réalisation et l'exploitation de tout nouveau projet.

VIII.2. Composantes principales de l'environnement

L'analyse des impacts environnementaux englobe des aspects physiques, biologiques, humains et socioéconomiques qui sont représentés dans le diagramme suivants :

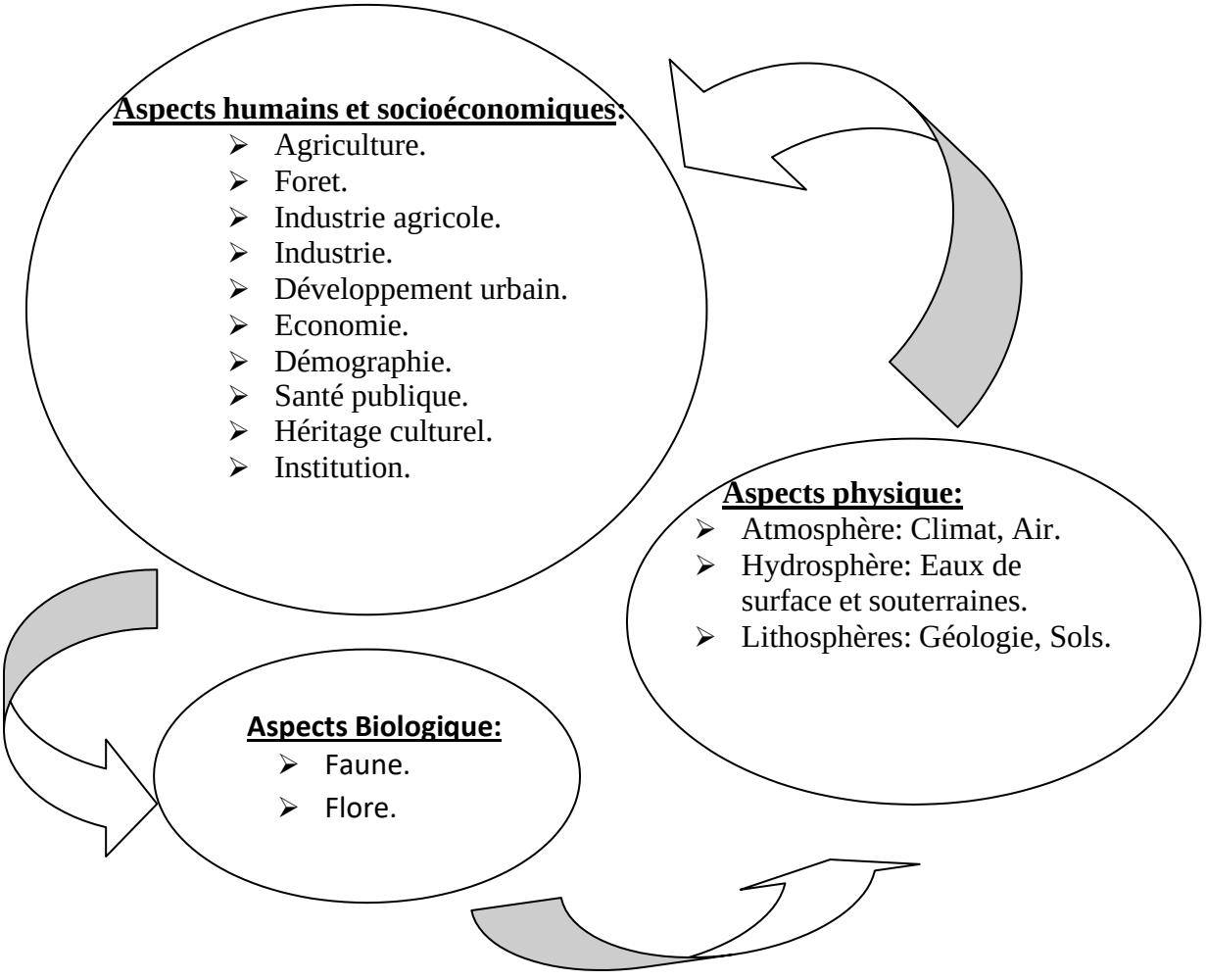


Figure VIII. 1: Composantes principales de l'environnement.

VIII.3. Sources d'impacts

L'identification des sources d'impacts sur l'environnement, consiste à définir toutes les activités du projet susceptibles d'avoir un impact sur le milieu récepteur, Les sources d'impact prévisibles de l'implantation du barrage de **BOUKHROUFA** peuvent être regroupées comme suit :

- Sources d'impacts pendant la phase réalisation du projet.
- Sources d'impacts pendant la phase d'exploitation et d'entretien des ouvrages.

- **Réalisation du projet :**

Le projet de construction du barrage comprend plusieurs activités et composantesayant un impact sur l'environnement :

- L'installation du chantier.
- Le déboisement.
- L'exploitation des bancs d'emprunt.
- La réalisation de la coupure étanche.
- La construction des ouvrages à sec.
- L'aménagement des accès.
- La gestion des déblais.
- L'approvisionnement en biens et services.
- La main d'œuvre.

- **Exploitation et entretien des ouvrages :**

Une fois les ouvrages réalisés, les activités d'exploitation et d'entretien suivantespourront être des sources d'impacts sur l'environnement :

- La présence des ouvrages et des infrastructures.
- La gestion hydraulique du réservoir.
- La gestion hydraulique du bief aval.

VIII.4. Éléments sensibles du milieu

Les éléments du milieu qui risquent d'être affectés par les différents activités ou composantes du projet sont les suivantes :

1. **Milieu naturel :**
    - L'eau : hydrologie, l'hydrogéologie et l'hydrodynamique, sédimentation et qualité de l'eau.

- Les sols : profil des pentes, qualité des sols, érosion.
- L'air : ambiance sonore et qualité de l'air.
- La végétation (terrestre, riveraine et aquatique).
- La faune (terrestre, semi-aquatique et aquatique).

2. **Milieu humain :**

L'utilisation des sols actuels :

- Les zones cultivées dans lit de l'oued et ses rives en amont du barrage.
- Les zones d'emprunt (tout venant, argile, enrochement) qui sont situées dans lelit ou les rives de l'oued.
- Les usages de l'eau de l'oued **Bouhaloufa** : approvisionnement en eau potable,irrigation, etc.

3. **La population :**

- Le déplacement des populations.
- La qualité de vie des habitants.
- La santé de la population en relation avec les maladies hydriques.
- L'économie régionale.
- Les activités de transport routier.

VIII.5. Impacts potentiels et mesures D'atténuation

Chaque élément sensible affecté par le projet, au moment de la construction ou de l'exploitation des ouvrages, sera traité quant aux impacts qu'il subira et aux mesures qui sont proposées afin d'atténuer ou éliminer ces impacts.

❖ **Phase de construction des ouvrages :**

Les différentes activités liées aux travaux affecteront directement ou indirectement tous les éléments sensibles de l'environnement :

- **EAU :**

Les eaux de surface et les eaux souterraines seront vraisemblablement affectées par les activités qui auront lieu lors de la phase de l'exécution des travaux.

Les installations de chantier et notamment la cité pour le logement du personnel, les ateliers, les stations de concassage, les centrales à béton et les bureaux, auront des impacts qui sont surtout reliés aux rejets liquides et solides.

La cité et les bureaux, généreront des eaux usées et des déchets solides, qui s'ils sont directement rejetés dans la nature, pollueront les eaux de surface donc la nappe alluvionnaire. Les stations de concassage et de criblage, utiliseront de l'eau pour le lavage des agrégats. Ceseaux seront chargées de matières en suspension qui seront rejetées directement dans l'oued.

Les ateliers généreront des huiles usées (huiles moteur, huiles hydraulique, graisse) et des eaux contaminées, provenant des opérations de drainage et migrer vers le lit de l'oued et vers les eaux souterraines.

La construction des ouvrages nécessitera :

Le déboisement des zones requises pour la construction des ouvrages ou qui seront utilisées comme zones d'emprunts, peut entrainer l'accumulation de débris végétaux qui viendront obstruer le réseau de drainage naturel et provoquer en période de pluies l'érosion des berges et des glissements.

La réalisation des parois étanches, coupera les écoulements souterrains dans le lit de l'oued ;les conséquences prévisibles sont : la montée du niveau des eaux souterraines en amont de la coupure du batardeau amont et la baisse du niveau phréatique en aval de la coupure du batardeau aval. La baisse du niveau aval devrait être temporaire et limitée à la première saisonestivale de réalisation des parois étanches, ceci aura pour conséquence un déficit d'alimentation de la nappe, qui se traduira par une baisse de niveau de ses eaux, soit par les nitrates, soit par l'eau de mer. Par contre la montée de la nappe derrière le batardeau amont devrait être permanente, cette remontée de nappe favorisera l'évaporation et créera donc un déficit dans le bilan hydrique.

Mesures d'atténuation :

La pollution des eaux de surface et des eaux souterraines doit être absolument évitée, carnous sommes en présence d'une nappe très vulnérable.

Les mesures d'atténuation à mettre en œuvre sont les suivantes :

- Mettre en place un système de collecte et de traitement des eaux usées pour la cité, les bureaux et les ateliers.
- Mettre en place un système de collecte de déchets solides et assurer sont éliminations dans le dépotoir.
- Faire l'entretien de véhicule dans des garages réservés spécialement à cette tâche.
- Sécuriser les installations de stockage et de distribution de carburant, afin d'éviter les

fuites et les déversements accidentels.

- Préparer un plan d'intervention d'urgence.

➢ **Sol :**

Les sols seront affectés par les différentes activités de construction, ainsi le déboisement l'installation du chantier, l'exploitation des bancs d'emprunt, la construction des ouvrages, et la gestion des déblais risquent d'apporter des modifications au profil des sols et favoriser leur érosion.

Certaines activités menées dans des secteurs sensibles (en bordure de cours d'eau) Pourraient entrainer l'érosion des sols, comme le déboisement, l'installation du chantier et l'exploitation des bancs d'emprunt, particulièrement les zones d'emprunt de matériaux argileux situés sur la rive gauche à l'amont de l'axe du barrage.

Par ailleurs, la circulation des engins et des véhicules lourds pourraient causer des perturbations physiques (tassement).

Des glissements de terrain très récents sont visibles dans tout le bassin versant, et sur les deux rives du barrage, ces érosions et ces zones d'instabilité sont dues principalement à la nature du sol (grés et argilite), aux fortes pentes des versants.

Mesures d'atténuation *:*

Outre les mesures prévues pour contrer les impacts sur l'eau et s'appliquant également pour atténuer les effets sur la qualité du sol, qui seront essentiellement orientées vers la conservation des sols, sont les suivantes :

- Procéder dans les zones d'excavations à la séparation de la terre végétale des autres matériaux et mettre en dépôt la terre végétale en vue de sa réutilisation pour la remise en état des lieux.
- Choisir pour les décharges des zones propices éloignées des cours d'eau et réutiliser les matériaux des décharges pour combler les zones d'emprunts
- Adopter des pentes stables pour toutes excavations temporaires et définitives.
- Mise en place de dispositifs antiérosifs dans le bassin versant avant la mise en eau du barrage.
- Restreindre le nombre de voies de circulation ainsi que leur largeur.
- Recouvrir les surfaces dénudées, sensibles à l'érosion.

- Favoriser la reprise végétale à la fin des travaux
- Exploiter les zones d'emprunt de manière planifiée et organisée et prévoir un plan de fermeture.

➢ **Air :**

L'ambiance sonore et la qualité e l'air seront affectées durant la période de construction, et ce dans le secteur immédiat du chantier, les travaux de construction général (déboisement, installation du chantier, la construction des ouvrages, l'aménagement des accès), le déplacement des véhicules de chantier ainsi que la gestion des déblais entraineront le soulèvement de poussières et une hausse de niveau de bruit. L'exploitation des nouveaux bancs d'emprunt sera également source de pollution de l'air (bruit, poussière, vibration dans le cas d'utilisation d'explosifs dans la carrière). La zone affectée sera restreinte à la périphérie immédiate de ces bancs situés en flanc de collines en rive droite pour la carrière.

Mesures d'atténuations :

- Utiliser uniquement des engins et de l'équipement en parfait état de fonctionnement et éviter de laisser tourner inutilement des moteurs afin de réduire la perturbation du milieu causée par le bruit, les gaz d'échappement, la fumée, la poussière et toutes autres nuisances
- S'assurer que les niveaux de bruit acceptables ne sont pas dépassés.
- Toujours garder en bon état de fonctionnement les équipements servant à réduire ou à prévenir l'émission de contaminants (système antipollution des engins de chantier et des véhicules).
- Faire fonctionner les moteurs conformément aux instructions du constructeur et les règles convenablement.
- Réparer dans les plus brefs délais les engins de chantier et les véhicules qui produisent des émissions excessives de gaz d'échappement.
- L'orque l'émission de poussière provenant des accès, des airs de stationnement ou de circulation ou des tas d'agrégats ou de déblais porte atteinte à la qualité de l'environnement, prendre les mesures nécessaires pour supprimer cette nuisance (arrosage, recouvrement d'une bâche, etc.)

Durant les travaux de construction d'un ouvrage ou d'une voie de circulation, épandre un abat- poussière chaque fois qu'il y'a émission de poussière susceptibles de porter atteinte à la

santé, à la sécurité ou au bien être, ou n'endommageant le sol, la végétation, la faune ou les biens.

- Au besoin effectuer un nettoyage, mécanique ou hydraulique des voies publiques.
- Lors du transport, enfermer hermétiquement le ciment et les autres matériaux fins afin d'éviter les émissions de poussières.
- Ne pas bruler des déchets au ciel ouvert.

➢ **Végétation et faune :**

La majeure partie du secteur affecté par les travaux se trouve en zone (arbres dispersésdans la plaine et sur les versants et maquis)

La végétation' arbustives ou arborescente, est peu présente dans la zone des travaux et dans les bancs d'emprunt.

En ce qui a trait à la faune, aucune espèce rare ou menacée n'a été répertoriée dans la zone d'étude. Toutefois la venue d'un groupe important de travailleurs, tel que prévu pour la réalisation de ce projet, risque d'exercer une pression sur la ressource faunique d'intérêt pour la chasse.

Mesures d'atténuation :

- Limiter les airs de déboisement au minimum requis.
- Indiquer clairement les limites du déboisement sur le terrain afin d'éviter de circuler et de perturber les habitats naturels à l'extérieur des airs de déboisement essentiel.
- Récupérer les bois marchands et les disposer dans un endroit accessible afin que les intervenants concernés puissent en disposer.
- Interdire le prélèvement de bois de chauffes pour les travailleurs du chantier àl'extérieur des limites du déboisement.
- Incinérer le bois inutilisable ou non recyclable ainsi que les débris végétaux (souches, branches, etc.)
- Afin de ne pas abimer les arbres conservés, ne pas circuler ou stationner ni décharger ou entreposer des matériaux sous couronne de ces arbres.
- Après les travaux de construction, restaurer les terrains perturbés de façon à ce qu'ils retrouvent le plus rapidement possible les conditions d'origine.
- Interdire le rejet de déchets dans la nature afin de ne pas attirer les animaux et d'éviter les risques d'accidents ou de blessures.

- **Population :**

L'impact le plus important subi par la population est le déplacement obligé des habitants comptant une dizaine de familles. Ces familles devront être relogées ailleurs dans d'aussi bonnes conditions, sinon meilleures, avant l'installation du chantier. Il est reconnu que souvent le déplacement de population crée une brisure sociale et une baisse des standards de vie pour les gens affectés.

Outre le déplacement de la population, les impacts négatifs subis par la population locale seront principalement de l'ordre des nuisances.

En effet durant la période des travaux de construction, la qualité de vie des populations de la zones sera affectée par la circulation des engins de chantier et des véhicules de transport des matériaux, le bruit, les vibrations et les poussières, car le chemin de la commune n'est pas dimensionné pour le gabarit des engins et des grands moyens de transport.

La venue de travailleurs (incluant les cadres) de l'extérieur de la région peut causer, si elle n'est pas planifiée adéquatement, des remous dans la communauté qui les accueille : frictions, manque de services de base, etc. La présence de ces travailleurs dans ces communautés pendant quelques années, risque de créer une pression non négligeable sur les services et les infrastructures disponible : hébergement, ravitaillement en produits d'alimentation et de consommation courante, approvisionnement en eau potable, électricité, assainissement des eaux usées, collecte des ordures, soins de santé, lieux de culte, centres communautaires, etc.

Sur le chantier même, une cantine et une infirmerie sont à prévoir. La venue de travailleurs del'extérieur de la région et le recrutement de personnel local, suscitera une activité économique non négligeable, quoique temporaire, se reflétant particulièrement dans les secteurs de la construction et du commerce.

La sécurité des travailleurs sur le chantier devra aussi être prise en considération. A cet effet, les standards de sécurité et de santé au travail devront être respectés, en particulier en ce qui concerne l'exposition au bruit et aux matières dangereuse (explosifs, par exemple). Par ailleurs, durant les travaux, le chantier pourrait être une cause d'accidents, en raison par exemple d'accidents de la route ou d'excavations mal balisées pour le projet, mais cette fois pour l'équipe d'exploitation, alors que les autres bâtiments seront remis à la communauté.

Mesures d'atténuation :

- Recruter, lorsque possible, les travailleurs dans les communes touchées par le projet.
- Bien planifier, avec les autorités locales concernées, la venue des travailleurs provenant de l'extérieur et devant s'installer temporairement dans la région du projet etce, afin de s'assurer de la capacité d'accueil de celle-ci.
- S'assurer du respect des standards de santé et sécurité au travail (par exemple, en ce qui a trait à la durée de l'exposition à des niveaux de bruit élevés et à l'utilisation de moyen de protection individuelle, aux travaux en hauteur et en souterrain.
- Prendre toutes les mesures requises afin de prendre les lieux de travail sécuritaires pour la population et ainsi éviter les accidents (en interdire l'accès, installer des clôtures, couvrir les excavations, embaucher des gardiens).

➢ **Paysage :**

Les travaux de construction entraineront des modifications dans les champs visuels et les composantes du paysage habituellement de type agricole et forestier. La destruction temporaire du milieu, normale dans tous types de travaux de même envergure, sera perceptible durant toute la période des travaux. Ce type de travaux suscite la curiosité des habitants et des passants, un certain attroupement est prévisible aux endroits offrant de bons points de vue sur le site des travaux.

L'exploitation de la carrière modifiera également le paysage de façon tangible, en créant unecicatrice apparente sur une longue période de temps. La construction du barrage puis la mise en eau du réservoir viendront modifier le paysage de façon permanente.

Mesures d'atténuation :

A la suite des travaux, les lieux perturbés par les travaux devront être remis en état ceci devra être fait de manière à favoriser son intégration optimale dans le paysage (terrassement, plantation), à cet effet, l'entrepreneur devra proposer dès le début des travaux la gestion des déblais qu'il envisage d'adopter et le plan de fermeture des zones d'emprunt et de la carrière.

❖ **Phase d'exploitation des ouvrages :**

➢ **Eau :**

- L'utilisation des engrais chimique et des pesticides pour l'agriculture dans les zones situées dans les rives du réservoir et en amont, devra être contrôlée.
- Les rejets directement dans le réseau de drainage naturel, des eaux d'égout des villages

situés dans le bassin versant doivent être bannies.

- Les décharges non contrôlées pour les déchets domestique et autre dans le bassin versant devront être interdites.
- La surveillance du niveau et de la qualité de l'eau souterraine en aval du barrage est nécessaire et des lacées à petit débit, doivent être programmées pour assurer la recharge de l'aquifère.
- Des travaux de lutte contre l'érosion devront être entrepris dans le bassin versant pour limiter les apports solides et leur sédimentation dans le barrage.

➢ **Végétation et faune :**

- Stabiliser les pentes du réservoir à l'aide d'espèces végétales indigènes adaptées à ce type de milieu.
- En accord avec les autorités locales et régionales, favoriser le développement du potentiel faunique du réservoir par l'aménagement d'habitats pour des espèces indigènes de poissons comestibles et de faune semi-aquatique.

➢ **Population :**

- Prévoir la mise en place de mécanisme de prévention des maladies liées à l'eau (par exemple, la vaccination des catégories a risque et la sensibilisation des populations de la région)
- Prévoir une gestion du réservoir et des lâchées d'eau qui réduise au minimum les facteurs favorables à la prolifération des vecteurs de maladies liées a l'eau.
- Etablir un plan de surveillance du barrage (auscultation régulière) et mettre en place tous les équipements et les mesures requises pour le suivi du comportement du barrage.

VIII.6. Conclusion

Les impacts sur l'environnement sont nombreux : destruction de la faune et de la flore, dévastation d'exploitation industriels, en conséquence leur sécurité doit être très élevée, ce qui implique de faire preuve de rigueur dès l'élaboration du projet et lors de sa construction. En cours d'exploitation, un accent particulier doit être mis en place en appliquant les mêmes critères de sécurité de l'ensemble des ouvrages en exploitation.

Conclusion Générale

Notre travail porte sur l'un des ouvrages qui ont un système de conception et même un système de fonctionnement très compliqué et très important, car ces types d'ouvrages viennent avec un grand risque sur la région ou l'ouvrage installé.

La réalisation du barrage BOUKHROUFA sur oued BOUHALLOUFA au niveau de la wilaya d'EL TARF, augmente l'enrichissement de toute la région en eau d'irrigation en premier ordre et un pourcentage faible en eau de consommation.

Dans le cadre de notre mémoire fin d'étude qui est sous le thème « Etude des variantes d'évacuateur de crue du barrage BOUKHROUFA », en utilisant tous les données accessibles (données géologiques, hydrologiques et organisation de chantier) ainsi que les différentes utilisations des relations et formules les plus utilisées que ce soit pour l'hydrologie de la région ou bien le calcul de dimensionnement. Pour la proposition de deux variantes d'évacuateur de crue et le choix de la variante la plus favorable pour un barrage en remblai (pour notre étude la variante la plus favorable est "Evacuateur centrale avec déversoir en profile GREAGER et coursier lisse et un bassin de dissipation USBR type III).

Cette étude de réalisation a été commencée par une synthèse des principaux résultats des autres chapitres pour le but de faciliter ce qui vient après. Comme première étude importante pour la réalisation d'un barrage on a commencé par l'étude géologique en donnant les principaux résultats des essais d'investigation (géologie, lithologie, essais aux laboratoires…etc.) pour la région, la retenue et le site du barrage.

Ensuite comme étude principale on a fait une étude hydrologique sur l'ensemble de la région du barrage et même sur le site de réalisation en utilisant les différentes données obtenues de l'ANBT et l'ANRH d'ALGER et les différents logiciels (Arc Gis 10.5 et HYFRAN) pour assurer une bonne étude qui conduise par la suite à une étude de réalisation.

Comme 2 eme chapitre principal on a utilisé les différentes lois de dimensionnement pour nous permettent de dimensionner deux variantes les plus adéquates avec notre type de barrage et choisir la variante la plus fiable en justifiant ça par une étude technique-économique.

En accompagnant la variante choisie par une étude génie civil qui permet en premier lieu d'étudier la stabilité générale de l'évacuateur de crue (vérification que la construction est possible) ensuite on a le calcul d'armature qui nous permet de déduire la section d'armature (verticale et horizontale) pour chaque partie de l'évacuateur de crue.

Après avoir terminé la partie de dimensionnement de l'évacuateur, une étude de l'organisation de chantier consiste à avoir les principales connaissances sur les engins et les équipements nécessaires pour la réalisation du projet, avec détermination de période totale de construction suivie par des techniques de protection du travail et finalement l'impact de l'ouvrage en général (digue et évacuateur) sur toute la région qui l'entoure.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Pr. TOUAIBIA.B : Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida (Mars 2004).
- Pr. TOUAIBIA.B : Régularisation des débits (2001).
- Pr. MIHOUBI.M. K : Polycopie d'ouvrage hydrotechnique 4éme Année (ENSH-2004).
- Pr. MIHOUBI.M. K : Barrage en terre, polycopie de cours (ENSH-2014).
- HASSANE.M : Guide méthodologique de calcul hydraulique de l'évacuateur de crueà entonnement frontale.
- HASSANE.M : Ouvrage hydrotechnique : ouvrages annexes 5ème Année (ENSH-2016).
- HASSANE.M : Ouvrages annexes.
- Manuelle CIGB-151 : Choix de la crue de projet (1989).
- Khlifa MAALEL & Zouheir HAFSIA : Cours ouvrages hydraulique (Tunisie,Mai 2012).
- ANBT Mémoire de synthèse d'études du barrage BOUKHJROUFA (wilaya de Eltarf).
- ANBT. Synthèse d'étude géologique de la région du BOUKHJROUFA (wilaya de Eltarf).
- ANBT. Synthèse d'étude hydrologique de la région du barrage BOUKHJROUFA (wilaya de Eltarf).
- ANBT. Synthèse sur protection du travail dans la conception des ouvrages (Barrages et retenues).
- ANBT. Rapport de l'organisation de chantier du barrage BOUKHJROUFA (wilaya de Eltarf).
- BENLAOUKLI.B, 2020. Polycopier d'organisation de chantier II (la planification des travaux par les M.M.O). ENSH Blida.
- CHOLLET, Jean-Pierre et CUNGE, Jean A., 1980. Simulation of unsteady flow in alluvial streams. Applied Mathematical Modelling. 1 août 1980. Vol. 4, n° 4, pp.

ANNEXE

ANNEXE A

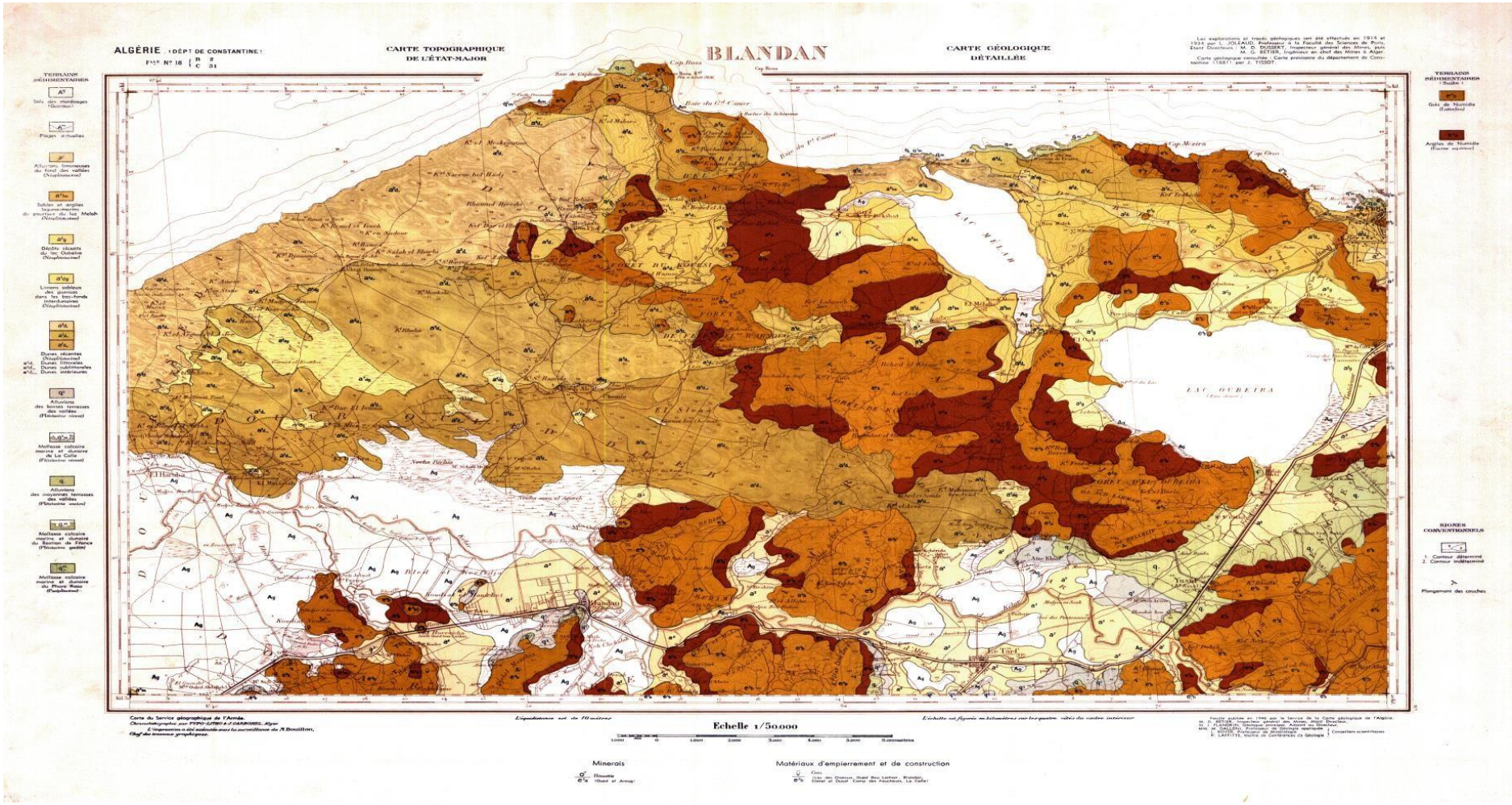


Figure II. 1 : Carte géologique de la région d'étude (ANRH)

ANNEXE B

Tableau III : Pluie maximale journalière de la station d'AIN EL KERMA (03-16-04)(ANRH)

Rang	Année	PJ Max	P annuels (mm)
1	**1970**	47,1	803,3
2	**1971**	72	824,6
3	**1972**	112	1050
4	**1973**	72	561,9
5	**1974**	92,6	844,9
6	**1975**	68,9	704,6
7	**1976**	66,2	842,7
8	**1977**	40,7	838,1
9	**1978**	23,7	640,5
10	**1979**	51,4	776,7
11	**1980**	27	541,6
12	**1981**	33,2	586,1
13	**1982**	36	398,5
14	**1983**	54	707,3
15	**1984**	77	571,3
16	**1985**	24,6	280,6
17	**1986**	17	398,6
18	**1987**	54	639,6
19	**1988**	74,5	881
20	**1989**	155,1	941,5
21	**1990**	104,8	1173,1
22	**1991**	32,8	661,8
23	**1992**	56,6	804,3
24	**1993**	35	443,7
25	**1994**	64	680,6
26	**1995**	48	827,1
27	**1996**	56,5	525,5
28	**1997**	48	938,3
29	**1998**	40	749,8
30	**1999**	96	752,3
31	**2000**	50,4	739,3
32	**2001**	36,7	678,8
33	**2002**	64	710,5
34	**2003**	51,2	698,4
35	**2004**	60,9	1095,8
36	**2005**	34,7	543,4
37	**2006**	36,7	711,4
38	**2007**	40	680,6
39	**2008**	80	981,9
40	**2009**	40,5	1009,6

Suite tableau III :

41	**2010**	64	764,6
42	**2011**	56,6	1086,5
43	**2012**	28,5	643,3
	Moyenne		**738**

Tableau III.39 : Tableau de RADKOVITCH r = f (module spécifique)(Mémoire ENSH.5-0007-13/01)

Module spécifique M (l/s. km²)	> 20	10-20	4-10	1-4	< 1
r	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5

ANNEXE B

Tableau III.12: Intensité pour les différentes fréquences

Période	**10**		**20**		**50**		**100**		**1000**		**10000**	
Fréquence(%)	0,8		0,9		0,98		0,99		0,99		0,9999	
Pmaxj, p (%) (mm)	90,896		107,27		129,25		146,34		207,26		276	
T(h)	**Pmaxt, p% (mm)**	**I0(mm/h)**	**Pmaxj, p%(mm)**	**I0(mm/h)**	**Pmaxj, p% (mm)**	**I0(mm/h)**	**Pmaxj, p% (mm)**	**I0(mm/h)**	**Pmaxj, p% (mm)**	**I0(mm/h**	**Pmaxj, p% (mm)**	**I0(mm/h)**
1	31,8474791	**31,847479**	37,58448216	**37,5844**	45,2856746	**45,285674**	51,2735445	**51,27354**	72,6182509	**72,61825**	96,702872	**96,70287**
4,89=Tc	53,7708603	**10,996085**	63,45713996	**12,9769**	76,459731	**15,635936**	86,5695708	**17,70338**	122,607689	**25,07314**	163,271843	**33,38892**
8	63,2549851	**7,9068731**	74,64973435	**9,33121**	89,9457273	**11,243215**	101,838745	**12,72984**	144,23328	**18,02915**	192,069793	**24,00872**
12	72,3110842	**6,0259236**	85,33719861	**7,11143**	102,823091	**8,5685908**	116,418809	**9,701567**	164,882892	**13,74024**	219,56807	**18,29733**
16	79,5123623	**4,9695226**	93,83571448	**5,86473**	113,062982	**7,0664363**	128,012664	**8,000791**	181,303162	**11,33144**	241,434298	**15,08964**
20	85,5884104	**4,2794205**	101,0063016	**5,05031**	121,702848	**6,0851423**	137,79493	**6,889746**	195,157696	**9,757884**	259,883837	**12,99419**
24	90,896	**3,7873333**	107,27	**4,46958**	129,25	**5,3854166**	146,34	**6,0975**	207,26	**8,635833**	276	**11,5**

ANNEXE B

Tableau III. 3 : récapitulatif des calculs.

Altitude (m)	d (m)	x_i [km]	$\sqrt{\frac{d}{x_i}}$	$x_i\sqrt{\frac{d}{x_i}}$
24/50	26	**0,38**	8,271701919	3,143246729
50/100	50	**1,12**	6,681531048	7,483314774
100/150	50	**2,21**	4,756514942	10,51189802
150/200	50	**2,54**	4,436782547	11,26942767
200/250	50	**3,36**	3,857583749	12,9614814
250/300	50	**3,81**	3,62261778	13,80217374
300/350	50	**3,92**	3,571428571	14
350/400	50	**3,54**	3,75823014	13,3041347
400/450	50	**2,58**	4,402254532	11,35781669
450/500	50	**1,88**	5,157106231	9,695359715
500/550	50	**1,43**	5,91312396	8,455767263
550/600	50	**0,94**	7,293249575	6,8556546
600/650	50	**0,83**	7,761505257	6,442049363
650/700	50	**0,64**	8,838834765	5,656854249
700/750	50	**0,48**	10,20620726	4,898979486
750/800	50	**0,29**	13,13064329	3,807886553
800/850	50	**0,18**	16,66666667	3
850/900	50	**0,15**	18,25741858	2,738612788
900/950	50	**0,12**	20,41241452	2,449489743
950/1000	50	**0,08**	25	2
1000/1046	46	**0,03**	39,15780041	1,174734012

ANNEXE B

Tableau III.54 : Le laminage.

Pas	T(h)	Qe1(m3/s)	Qe2(m3/s)	(Qe1+Qe2) *T/2 (m3)	Qs1 (m3/s)	Qs2 (m3/s)	(Qs1+qs2) *T/2 (m3)	Stockage
1	0-0,5	0,000	12,165	10948,380	0,000	8,272	7444,898	**3503,482**
2	0,5-1	12,165	48,659	54741,898	8,272	33,088	37224,491	**17517,408**
3	1-1,5	48,659	109,484	142328,936	33,088	74,449	96783,676	**45545,260**
4	1,5-2	109,484	194,638	273709,492	74,449	132,354	186122,455	**87587,038**
5	2-2,5	194,638	304,122	448883,567	132,354	206,803	305240,826	**143642,742**
6	2,5-3	304,122	437,935	667851,161	206,803	297,796	454138,790	**213712,372**
7	3-3,5	437,935	596,078	930612,274	297,796	405,333	632816,346	**297795,928**
8	3,5-4	596,078	778,551	1237166,905	405,333	529,415	841273,495	**395893,410**
9	4-4,5	778,551	985,354	1587515,055	529,415	670,041	1079510,237	**508004,818**
10	4,5-5	985,354	1216,487	1981656,724	670,041	827,211	1347526,572	**634130,152**
11	5-5,5	1216,487	193,888	1269337,145	827,211	131,844	863149,259	**406187,887**
12	5,5-6	193,888	153,805	312923,474	131,844	104,587	212787,962	**100135,512**
13	6-6,5	153,805	119,666	246123,393	104,587	81,373	167363,907	**78759,486**
14	6,5-7	119,666	90,994	189593,316	81,373	61,876	128923,455	**60669,861**
15	7-7,5	90,994	67,311	142474,548	61,876	45,772	96882,692	**45591,855**
16	7,5-8	67,311	48,142	103908,391	45,772	32,737	70657,706	**33250,685**
17	8-8,5	48,142	33,009	73036,151	32,737	22,446	49664,583	**23371,568**
18	8,5-9	33,009	21,434	48999,132	22,446	14,575	33319,410	**15679,722**
19	9-9,5	21,434	12,942	30938,637	14,575	8,800	21038,273	**9900,364**
20	9,5-10	12,942	7,054	17995,969	8,800	4,797	12237,259	**5758,710**
21	10-10,5	7,054	3,293	9312,435	4,797	2,240	6332,456	**2979,979**
22	10,5-11	3,293	1,184	4029,336	2,240	0,805	2739,948	**1289,388**
23	11-11,5	1,184	0,247	1287,978	0,805	0,168	875,825	**412,153**
24	11,5-12	0,247	0,008	229,663	0,168	0,005	156,171	**73,492**
25	12-12,5	0,008	0,000	6,965	0,005	0,000	4,736	**2,229**
26	12,5-13	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	**0,000**
27	13-13,5	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	**0,000**

ANNEXE C

Tableau IV. 5 : Récapitulatif de calcul des différents paramètres

Sections	Abscisse (m)	Pas (m)	Y(m)	Fr	1-Fr²
Amont	**0**	0	**5,5**	1,21139481	-0,46747737
1	**10**	10	**4,85**	1,33122486	-0,77215964
2	**20**	20	**4,51**	1,40580576	-0,97628983
3	**40**	20	**4,26**	1,46723786	-1,15278694
4	**60**	20	**4,07**	1,51831512	-1,30528081
5	**80**	20	**3,9**	1,56768668	-1,45764153
6	**100**	20	**3,76**	1,61126451	-1,59617331
7	**120**	20	**3,65**	1,647548	-1,71441441
8	**140**	20	**3,52**	1,69297571	-1,86616675
9	**160**	20	**3,4**	1,73759491	-2,01923608
10	**180**	20	**3,28**	1,78505804	-2,1864322
11	**200**	20	**3,08**	1,87130547	-2,50178416
12	**220**	20	**2,88**	1,96794682	-2,87281469
13	**240**	20	**2,65**	2,09470717	-3,38779812
14	**260**	20	**2,49**	2,19486703	-3,81744126
15	**280**	20	**2,32**	2,31441767	-4,35652913
aval	**290**	10	**2,21**	2,40028891	-4,76138686

ANNEXE C

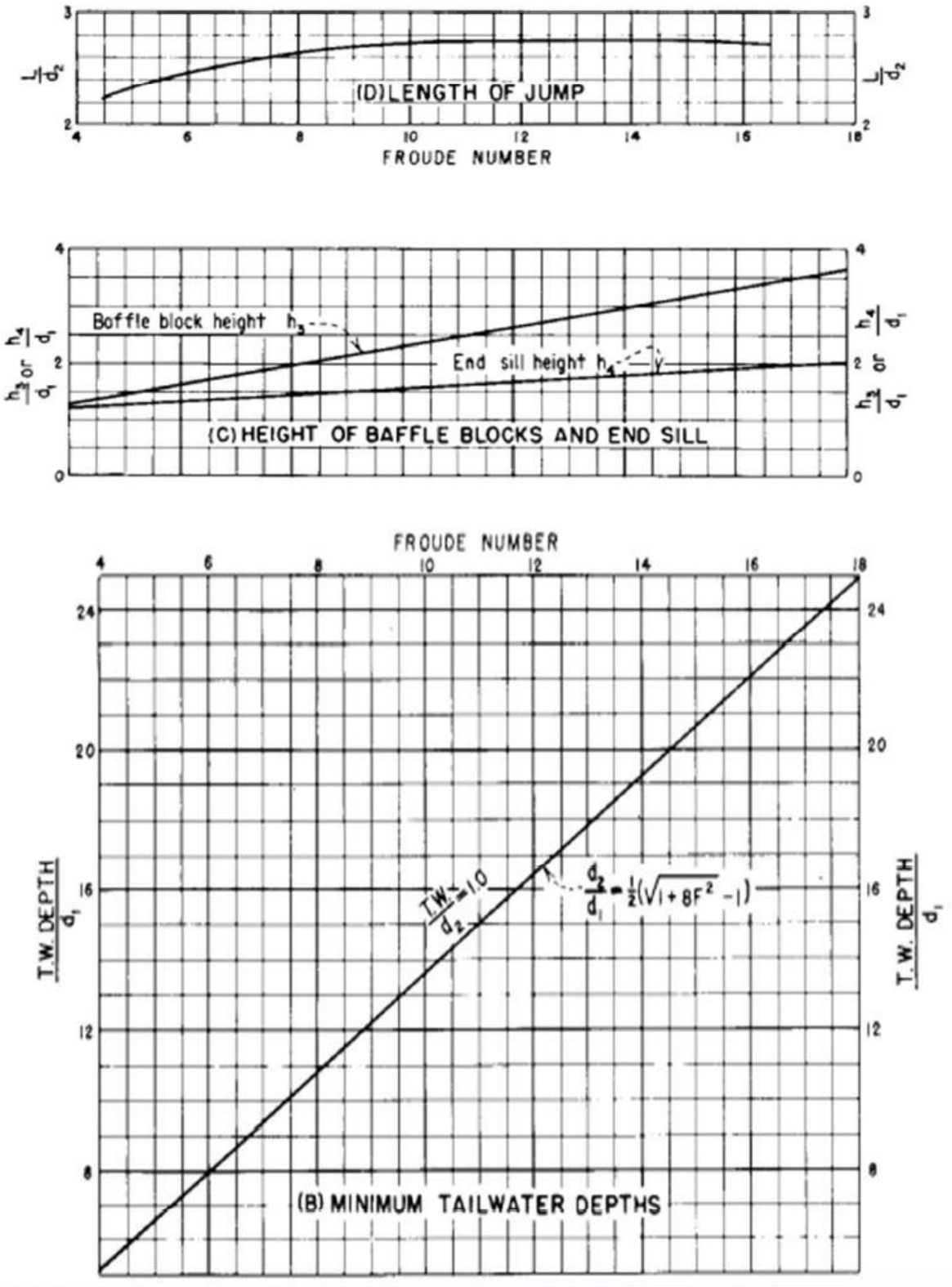
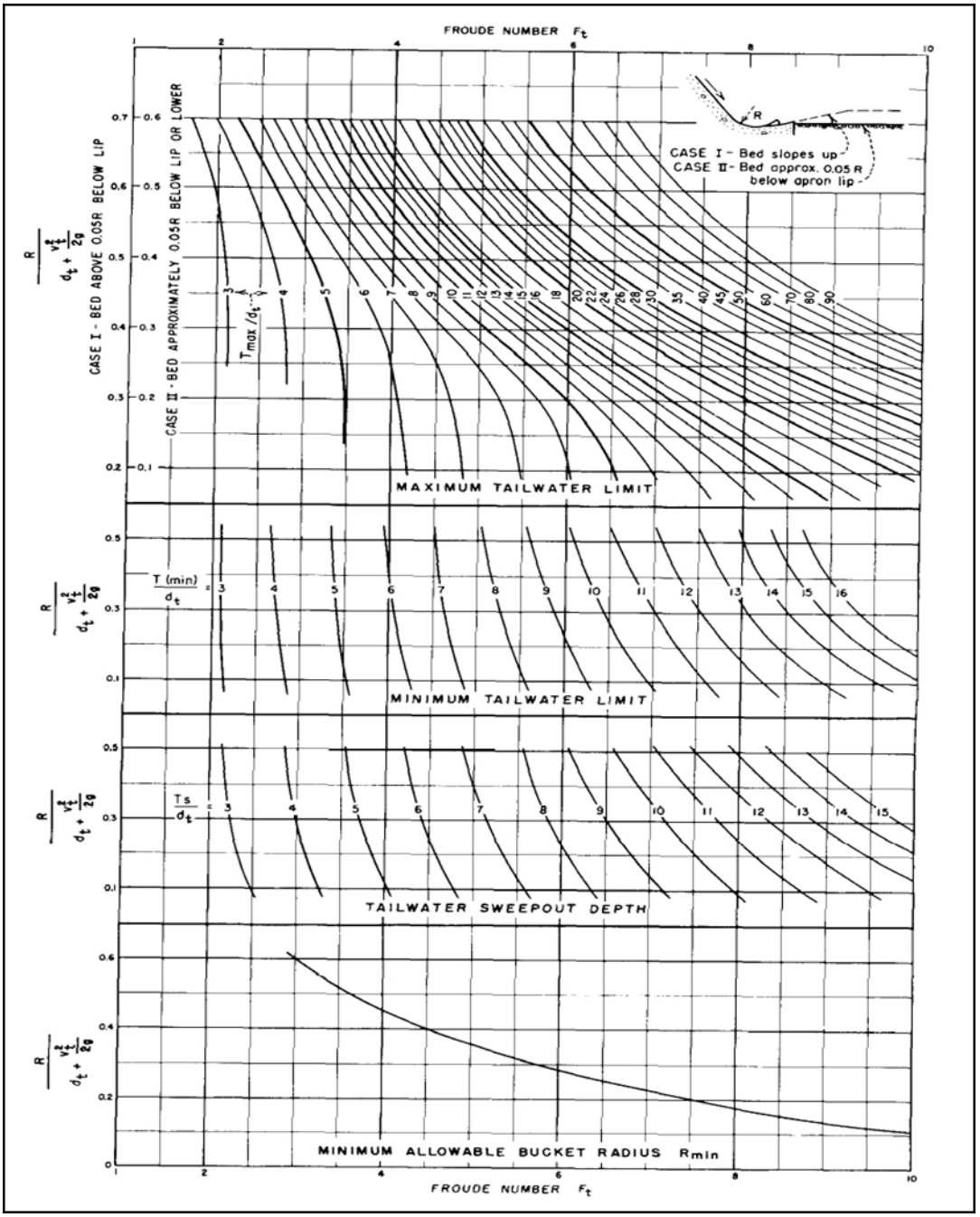


Figure IV. 7 : Abaques de calcul de bassin de dissipation **USBR** type III.

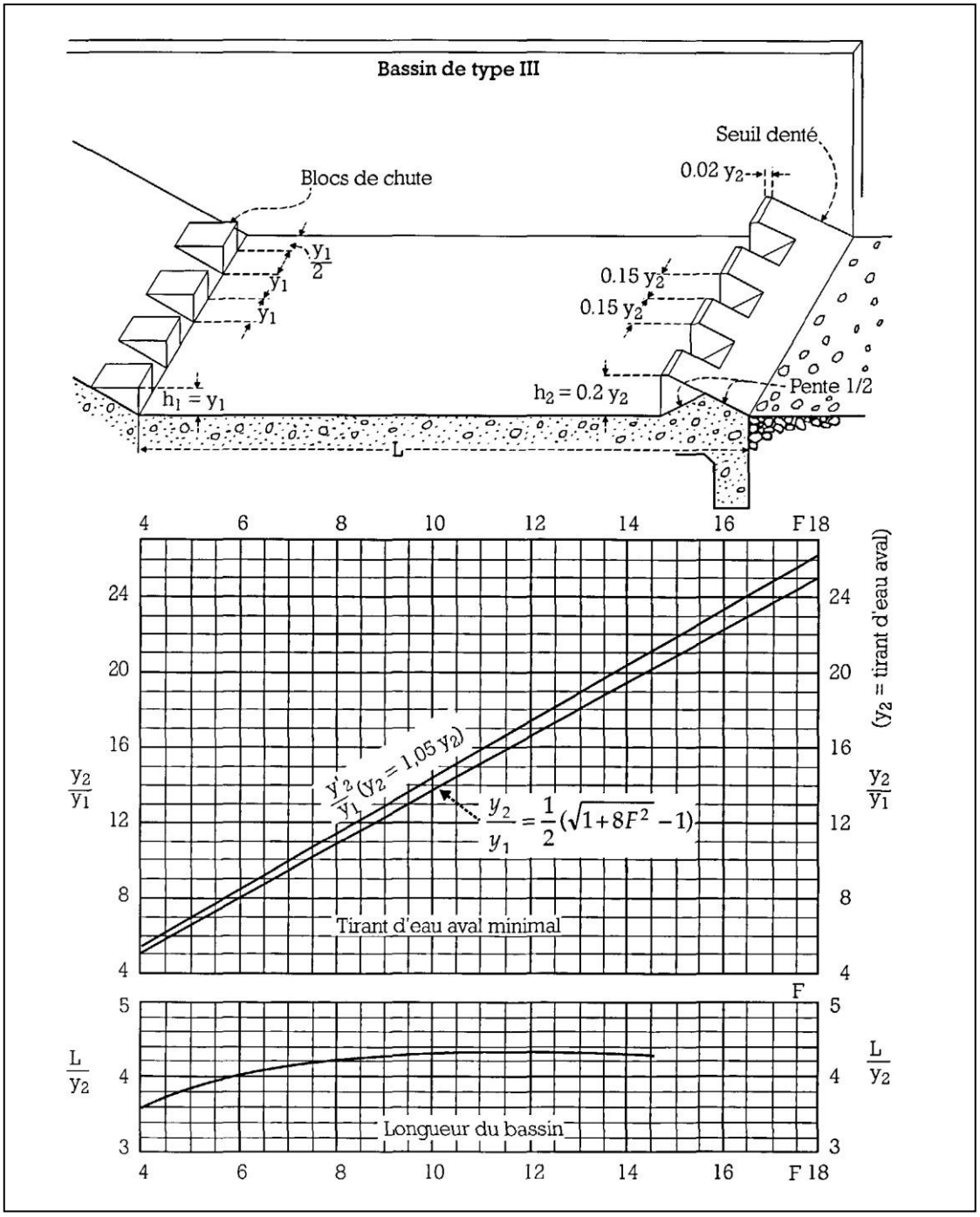
ANNEXE D

Annexe II-4 : Abaque de dimensionnement de saut de ski



ANNEXE E

Annexe II-5 : Dimensionnement du bassin dissipation type III (Design of small dams, 1987)



ANNEXE E

Tableau VIII. 1: Symboles des opérations

TRAVAUX	Opération	Durée (mois)
INSTALLATIONS	A	**6**
BATARDEAU AMONT & PAROIS Moulée	B	**8**
Dérivation + Tour de Prise	C	**8**
Excavations fondation digue	D	**7**
Galerie injection: forages et injections	E	**11**
Remblais de la digue	F	**28**
Evacuateur des crues	G	**24**
Réceptions et mise en eau	H	**2,5**

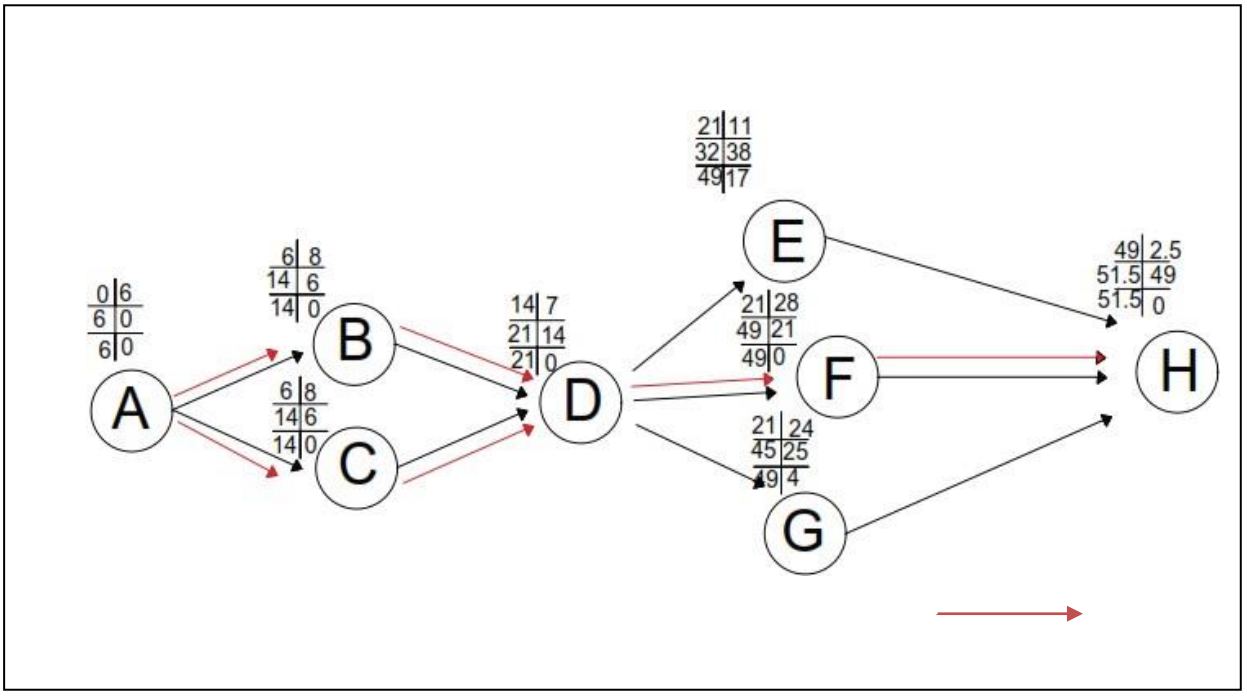


Figure VIII. 2 : Réseau à nœuds