الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR HYDRAULICS
"The MujahidAbdellah ARBAOUI"

المدرسة الوطنية العليا للري
"المجاهد عبد الله عرباوي"
ⵜⴰⵙⴷⴰⵡⵜ ⵜⴰⵖⵍⴰⵢⵜ ⵏ ⵜⵎⵙⵙⴰⵔⵜ ⵏ ⵜⵣⵔⴼⵜ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : OUVRAGE HYDROTECHNIQUE

THEME :

ETUDE DES VARIENTES DE L'EVACUATEUR DE CRUE DU BARRAGE ENKOUCHE (W. ANNABA)

Présenté par :

AZAIDJ KHOULOUD

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
A. ZEROUAL	M.C.A	Président
S. TOUMI	M.C.B	Examinateur
N. LOUACHE	M.C.B	Examinateur
D.E BOURI	M.C.B	Examinateur
A. HEBBOUCHE	M.C.A	Promoteur

Session octobre 2023

∞ Dédicace ∞

Merci ALLAH pour m'avoir doté de la capacité d'écrire et de réfléchir, de la force de croire en moi, et de la patience nécessaire pour poursuivre mon rêve jusqu'au bout.

Je dédie ce modeste travail :

À ma très chère mère,

Aucune dédicace ne pourrait véritablement refléter l'étendue de mon respect, de mon amour, et de ma gratitude pour les sacrifices que vous avez consentis pour mon éducation et mon bien-être. Je vous remercie infiniment pour tout le soutien et l'affection que vous m'avez prodigués depuis mon enfance. J'espère que votre bénédiction m'accompagnera toujours. Que Dieu, le Très-Haut, vous accorde la santé, le bonheur, et une longue vie.

Je t'aime, Maman ♥.

Mon cher papa,

Pour ton amour, pour les sacrifices que tu as consentis, et pour le soutien indéfectible que tu m'as apporté tout au long de mes études, j'aspire à être la source de ta plus grande fierté.

A mes chères sœurs : SARA, HAYET et chers frères : DADI, BILAL.

À l'homme de ma vie NADJIB, que DIEU te garde pour moi.

A tous mes amies, mes proches, mes collègues.

KHouloud 2023

☙ Remerciements ❧

Avant tout, nous remercions ALLAH pour nous avoir accordé la volonté et le courage nécessaires pour accomplir ce modeste travail.

Je remercie fortement mon promoteur, Monsieur ***ABDELHAMID HEBBOUCHE,*** *pour m'avoir guidé avec ses précieux conseils dans le but de mener à bien ce travail.*

Je remercie encore mon ami AKRAM, pour aider moi tout le temps, que dieu te garde.

Nous tenons également à remercier les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail.

Je souhaite remercier toutes les personnes qui ont apporté leur contribution, de près ou de loin, à l'élaboration de mon mémoire.

ملخص

المفيضات هي أجهزة أمان مستخدمة في السدود لإدارة وتقليل مخاطر دخول الفيضانات إلى الخزان، والتحكم في العواقب الضارة التي يمكن أن تنجم عن ذلك.

ولهذا الغرض، يتم دراسة نوعين مختلفين من المفيضات لضمان مرور الفيضانات عبر سد انكوش في ولاية عنابة حيث سيتم اختيار البديل الأمثل بعد إجراء دراسة هندسية مدنية للسد. ولتحقيق هذا الهدف، يجب أن نجمع جميع البيانات الجيومرفولوجية والمناخية المتعلقة بالحوض المائي، ثم نتابع ذلك بدراسة الهيدرولوجيا لموقع السد، وهذا سيساعدنا في تحديد حجم التدفق.

الكلمات المفتاحية :المفيضات, السدود ,حجم التدفق.

Résumé :

Les évacuateurs de crues sont des dispositifs de sécurité utilisés dans les barrages pour gérer et réduire les risques d'inondation, ainsi que pour contrôler les conséquences nuisibles qui peuvent en découler.

Dans cette optique, deux types des évacuateurs de crues sont étudiés pour permettre le passage des inondations à travers le barrage de Enkouche dans la wilaya d'ANNABA. Le choix de la meilleure option sera fait après la réalisation d'une étude de génie civil pour le barrage. Pour atteindre cet objectif, il est nécessaire de recueillir toutes les données géomorphologiques et climatiques liées au bassin versant, suivies de l'hydrologie du site du barrage, ce qui nous permettra de déterminer le débit de dimensionnement.

Les mots clés : les évacuateurs de crues, les barrages, le débit de dimensionnement.

Abstract:

Spillways are safety devices used in dams to manage and reduce the risks of flooding in the reservoir and control the detrimental consequences that may result from it.

In this regard, two types of spillways are being studied to allow the passage of floods through the Enkouche Dam in the ANNABA province. The selection of the optimal option will be made after conducting a civil engineering study for the dam. To achieve this goal, it is necessary to gather all the geomorphological and climatic data related to the watershed, followed by the hydrology of the dam site, which will enable us to determine the design flow.

Key words: spillways, dam, design flow.

SOMMAIRE

CHAPITRE I MEMOIRE DE SYNTHESE

I.1. Introduction : ... 3
I.2. Le but de barrages : ... 3
I.3. Situation géographique : ... 3
I.4. Choix du site de barrage : ... 4
I.5. Choix du type du barrage : ... 6
I.6. L'aménagement : ... 7
I.7. Sismicité de la zone d'étude : ... 7
I.8 Substratum rocheux : ... 14
I.9. Analyse géotechnique de la fondation : ... 21
I.10. Conclusion ... 25

CHAPITRE II ETUDE HYDROLOGIQUE

II.1 Introduction : ... 26
II.2 Caractéristique du bassin versant : ... 26
II.3 Relief : ... 32
II.4 Caractéristiques hydrographiques : ... 36
II.5 Caractéristique climatologique : ... 40
II.6 Les précipitations maximales journalières : ... 48
II.7 Evaluation des apports liquides : ... 55
II.8 Les apports solides : ... 62
II.9 Eude de la régularisation de la retenue : ... 63
II.10 Etude des crues : ... 72
II.11 Estimation de la crue de projet : ... 76
II.12 Conclusion : ... 77

CHAPITRE III LAMINAGE DE CRUE

III. Laminage de crue : ... 78
III.1 Introduction : ... 78
III.2 La méthode de Kotchirine : ... 79
III.3 Etude d'optimisation : ... 83
III.3.1 La revanche : ... 83
III.3.2 Calcul de la hauteur de barrage : ... 85

III.3.3 La largeur encrête : 85
III.3.4 Calcul du cout de la digue : 86
III.4 Calcul du coût approximati de l'évacuateur de crues : 87
III.4.1 Coût du déversoir : 87
III.4.2 Cout du coursier : 89
III.4.3 Coût totale du barrage : 89
III.4.4 Laminage pour un déversoir de 10 m : 91
III.5 Conclusion : 92

Chapitre VI ÉTUDE DE L'EVACUATEUR DE CRUE

IV.1 Introduction : 93
IV.2 Classification et types des évacuateurs de crue : 93
IV.2.1 L'emplacement par rapport à la digue : 94
IV.2.2 Mode de régulation du débit : 94
IV.2.3 Choix de type d'évacuateur de crue : 94
IV.2.4 Choix de la variante : 95
IV.3 Choix de tracé de l'axe : 96
IV.4 Étude de l'évacuateur de crue : 97
IV.4.1 L'évacuateur de crue a surface libre avec entonnement frontal : 98
IV.5 L'évacuateur de crue a surface libre avec entonnement latéral : 114
IV.5.1 Canal d'amenée : 114
IV.5.2 Déversoir et canal latéral : 115
IV.5.3 Chenal d'écoulement : 119
IV.5.4 Coursier : 120
IV.5.5 Calcul la ligne d'eau dans le coursier : 123
IV.5.6 Détermination de la hauteur des murs bajoyers : 125
IV.5.7 Aération du coursier : 125
IV.5.8 Dissipateur d'énergie : 126
IV.5.9 Dimensionnement du bassin : 127
IV.6 Conclusion : 128

Chapitre V ETUDE DE STABILITE DE L'EVACUATEUR DE CRUE

V.1 Introduction : 129
V.2 Etude de stabilité : 129
V.2..1. 1 Calcul des forces : 129
V.2..1. 2 Stabilité du déversoir au renversement : 135

V.2..1. 3 Stabilité du déversoir au glissement : 135
V.2..1. 4 Stabilité du déversoir au poinçonnement : 136
V.2.2 Stabilité des murs bajoyers : 136
V.3 Conclusion : 137

Chapitre VI ORGANISATION DE CHANTIER

VI.1 Introduction : 138
VI.2 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier : 138
VI.2.1 Maître d'ouvrage (MOA) : 139
VI.2.2 Maître d'œuvre (MOE) : 140
VI.2.3 Architecte : 140
VI.2.4 Entrepreneur général : 140
VI.2.5 Sous-traitants : 140
VI.2.6 Coordonnateur SPS (Sécurité et Protection de la Santé) : 141
VI.2.7 Responsable Qualité : 141
VI.2.8 Fournisseurs : 141
VI.3 Travaux de réalisation : 141
VI.3.1 Travaux de terrassements : 141
VI.3.2 Travaux d'excavations : 141
VI.3.3 Travaux secondaires : 142
VI.4 Les moyens de chantier : 142
VI.4.1 Moyens humains : 142
VI.4.2 Moyens matériels : 142
VI.5 Programme des travaux : 143
VI.6 Succession des opérations du chantier : 143
VI.6.2 Exécution de l'ouvrage : 144
VI.7 Principaux travaux : 145
VI.7.1 Exécution des voies d'accès : 145
VI.7.2 Travaux de terrassement : 145
VI.7.3 Dérivation provisoire : 145
VI.7..3. 1 Excavation de la fouille de la dérivation : 145
VI.7..3. 2 Exécution de la galerie d'injection et les injections : 146
VI.7..3. 3 Exécution de la digue : 146
VI.7..3. 4 Exécution de l'évacuateur de crue : 146
VI.8 MéthodeC.P.M(MéthodeduCheminCritique) : 146
VI.8.1 Planification : 147

VI.8.2 Méthodes basées sur le réseau : 147
VI.9 Conclusion : 150

CHAPITRE VII PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL

VII.1 Introduction : 151
VII.2 Cause des accidents du travail : 151
VII.2.1 Facteurs humains: 152
VI.2.2 Facteurs matériels: 152
VII.3 Causes des maladies professionnelles : 153
VII.4 Contrôle et entretien du matériel : 154
VII.5 Organisation du service de la sécurité d'ouvrage : 154
VII.6 Conditions dangereuses dans le chantier : 156
VII.7 Méthode et moyens de prévention : 156
VII.8 Actions dangereuses : 157
VII.9 Conclusion :... 157

CONCLUSION GENERALE :... 158

Liste des tableaux

Chapitre I

Tableau I.1 : Coefficients d'accélération du séisme, ANBT……...9

Tableau I-2 : Séismes de dimensionnement, ANBT……....9

Tableau I-3 : synthèse les caractéristiques des sondages réalisés, ANBT …….11

Tableau I-4: Caractéristiques des sondages 2008, Barrage et digue de col, ANBT……12

Tableau I-5 : Résumé des essais de Lugeons, ANBT……..…17

Tableau I-6 : Synthèse des essais du laboratoire de l'étude de faisabilité en 2000, ANBT……..23

Tableau I-7 : Synthèse des essais du laboratoire de l'APD – Site du barrage, ANBT ...23

Tableau I-8 : Synthèse des essais du laboratoire de l'APD – Digue de col, ANBT….. 24

Chapitre II

Tableau II.1: Coordonnées de la courbe hypsométrique……..…30

Tableau II-2: Classification des reliefs selon l'ORSTROM……31

Tableau II.3: Détermination de la pente Roche I_p……...……34

Tableau II.4: Classification O.R.S.T.O.M (type de relief),

(Mémoire ENSH/5-0026-25)……..35

Tableau II.5: Evaluation de la pente moyenne……36

Tableau II-6: Temps de concentration……...….39

Tableau II.7 : Les résultats des caractéristiques hydrographiques du bassin versant….40

Tableau II.8 : Températures moyennes mensuelles, ANBT……...42

Tableau II.9: Evaporations moyennes mensuelles, ANBT…….43

Tableau II.10: Stations pluviométriques situées pochent de la zone d'étude…….47

Tableau II-11 : Les précipitations moyennes mensuelles…….…… .47

Tableau II-12: résultats d'ajustement par la loi de GUMBEL…….....49

Tableau II-13: Comparaison des caractéristiques de la loi de GUMBEL et de l'échantillon……50

Tableau II-14: résultats d'ajustement par la loi de log normale…….51

Tableau II-15 : Comparaison des caractéristiques de la loi de log normale et de l'échantillon……..52

Tableau II.16: Intensité pour les différentes fréquences……..54

Tableau II.17: Apports moyens interannuels…….....56

Tableau II.18: Répartition mensuelle de l'apport moyen…….57

Tableau II-19: Récapitulation des coefficients de variation de l'écoulement……..60

Tableau II-20: Répartition des Apports mensuelles de fréquence 80%.....61

Tableau II-21 : caractéristiques topographiques et volumétriques de la retenue……...64

Tableau II-22: Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen annuel……..66

Tableau II-23: Répartition mensuelle de la consommation……...67

Tableau II-24: détermination de volume utile de la retenue……..68

Tableau II-25: calcul la période d'étiage……...70

Tableau II-26: les valeurs de coefficient de corrélation……71

Tableau II-27: Récapitulatif des résultats de calcul……..71

Tableau II-28: Débits maximum par la méthode de MAILLET-GAUTHIER……..…73

Tableau II-29: Débits maximum par la méthode de POSSENTI……..73

Tableau II-30 : débit de crue obtenue pour différentes méthodes…….....73

Tableau II-31: Coefficients de forme de l'hydrogramme de crue δ,
(Mémoire ENSH.5-0026-71)……..75

Tableau II-32: débit fréquentiels pour construction de l'hydrogramme
De crue, (monté)…….75

Tableau II-33 : débits fréquentiels pour construction de l'hydrogramme
De crue, (décrue)……76

Tableau II-34 : Crues de projet recommandées, (Mémoire ENSH.5-0026-73) …….77

Chapitre III

Tableau III-1 : Résultats de méthode de kotcherine……81

TableauIII-2 : Récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine……..……83

Tableau III-3 : Récapitulatif du calcul des hauteurs des vagues…….....84

Tableau III- 4: Résultat de calcul de la hauteur de la retenue…….....84

Tableau III- 5: Résultat de calcul de largeur en crête……85

Tableau III-6 : Le coût de la digue pour différentes largeurs du déversoir……...87

Tableau III-7 : résultats de calcul de cout du déversoir pour différentes largeur déversantes……...88

Tableau III-8 : résultats de calcul de cout de coursier……..89

Tableau III-9: résultats de calcul de cout de total du barrage……..89

Tableau III-10 : les caractéristiques de barrage…….....90

Tableau III-11 : volume et débit déversant…….....91

Tableau III-12 : le laminage……92

Chapitre IV

Tableau IV.1 : les résultats des calculs de labyrinthe……...100

Tableau IV-2 : calcul de ligne d'eau du coursier…….……105

Tableau IV-3 : vérification le phénomène d'aération dans le coursier…….…....106

Tableau IV.4 **:** Tableau IV.10: Résultats de calcules des hauteurs et distances Suivants les différents angles de jet ……111

Tableau IV.7 : Calcul de l'auge de réception……114

Tableau IV.8 : Calcul des côtes de l'auge et la ligne d'eau……..115

Tableau IV.9 : Les résultats des calculs……118

Tableau IV.10 : Calcul la ligne d'eau……...120

Tableau IV.11 : Hauteur des murs bajoyers……. 121

Tableau IV.12 : Vérification le phénomène d'aération dans le coursier…….. 122

Chapitre V

Tableau V-1 : calcul les sous pressions par la méthode de Bligh…….133

Chapitre VI

Tableau VI-1 : symboles des opérations……..149

Liste des figures

Chapitre I

Figure I-1 : Situation générale du projet, ANBT …….. 4

Figure I-2 : Carte de zonage sismique du territoire national [RPA 1999 V. 2003] ...8

Figure I-3 : Carte géologique régionale, ANBT ……...10

Figure I-4: Evolution des niveaux piézométriques sur 4 mois, ANBT……..16

Figure I-5 : Ensemble des valeurs de perméabilité mesurée, ANBT ……..17

Chapitre II

Figure II.1 : La courbe hypsométrique……. 30

Figure II.2 : Le réseau hydrographique du bassin versant …….……. 31

Figure II.3 : Carte simplifiée des zones bioclimatiques de l'Est algérien

[Mebarki, 2005], ANBT……..…… 41

FigureII.4: Evolution des températures moyennes mensuelles, ANBT……....42

Figure II.5 : Evolution des évaporations moyennes mensuelles, ANBT……..43

Figure II-6:Carte de l'évapotranspiration moyenne annuelle de

La zone d'étude [A.N.R.H]…….…….44

Figure II.7 : carte des précipitations annuelles moyennes de

L'Est algérien [A.N.R.H, 1993]……. 46

Figure II.8 : La station le plus proche du projet d'aménagement [ANRH].....47

Figure II.9 : Répartition mensuelle de la précipitation…….48

Figure II-10 : Graphe d'ajustement par la loi de GUMBEL (papier normale)…… 50

Figure II-11 : Graphe d'ajustement par la loi de log normal…….....52

Figure II-12:Graphe de comparaison entre la loi de GUMBEL et la loi de log normale…….….53

Figure II-13 : Répartition mensuelle de l'apport moyen…….…..58

Figure II-14 : La répartition mensuelle de l'apport 80% …….….61

Figure II-15 : courbe capacité hauteur, ANBT.....66

Figure II-16 : hydro gramme de crue pour différentes périodes de retour.....76

Chapitre III

Figure (III-1) : Courbes H=f (Q, qlam) ……82

Figure (III-2) : Courbes V=f (Q, qlam)…….82

Figure III-3 : courbe d'optimisation ……90

Figure III-4 : courbe des débits déversant ……91

Chapitre IV

FigureIV-1: Schéma d'un déversoir en labyrinthe (Source : support de cour Mr.Zeroual)…….....99

Figure IV-2: Abaque de relation entre Cw, h/P et L/w (Darvas 1971),

(Source : support de cour Zeroual)……..……..….101

Figure IV-3 : Abaque relation μw, h/P et l/w (Zarrouk, Seqqat-Dakhma, Chérif 1995),

(Source : support de cour Mr. Zeroual) ……102

Figure IV.4 : Schéma de déversoir labyrinthe avec dimensionnement…….103

Figure IV-6 : Schéma d'un évacuateur avec saut de ski (source : USBR désign

of small dams (Duncan et al. 1987)) 107

Figure IV.7 : Schéma d'un saut de ski (Google image)…….108

Figure IV.7 : Profil déversoir type Greager (H=3.54m)……112

Figure IV.8 : Détail schématique du quadrant amont,

(Mémoire ENSH.5-0026-21-2021)……..…112

Figure IV.9 : Représentation des tranchées…….113

FigureIV.10 : Côte de la ligne d'eau et du fond de la tranchée……...115

FigureIV.11 : Calcul la ligne d'eau…….120

Figure IV.12 : Bassin de dissipation type I,

(Polycopie ZEROUAL2023, ENSH)…….123

Figure IV.13: Les caractéristiques du bassin de dissipation type I,

(Polycopie ZEROUAL2023, ENSH)…….124

Chapitre V

Figure V-1 : Coupe longitudinale d'un ouvrage hydrotechnique……..131

Liste des planches

- Planche N °01 : Vue en plan de l'aménagement.
- Planche N°02 : Coupe A l'amont de l'axe de barrage.
- Planche N°03 : Profil en long de l'évacuateur de crue.
- Planche N°04 : Coupe type fond de vallée.

Introduction générale :

L'Algérie se caractérise par un climat semi-aride avec une rareté notable de grands fleuves et de montagnes enneigées. Cette situation contraste avec une demande croissante en eau à travers tous les secteurs, tandis que les ressources disponibles restent limitées, ne couvrant que 55 % des besoins en eau du pays.

Au cours de la dernière décennie, la construction de barrages est devenue une solution de premier plan pour résoudre les complexes défis liés à la mobilisation des ressources en eau. Parallèlement, la mise en place progressive d'un réseau d'interconnexion entre ces barrages a permis une gestion flexible et adaptative des ressources hydriques sur l'ensemble du territoire national, en mettant l'accent sur les zones où se concentrent les populations ainsi que les activités économiques, qu'elles soient agricoles ou industrielles.

Dans cette perspective, la wilaya d'ANNABA a été le bénéficiaire d'un projet d'envergure visant la création d'un aménagement hydraulique majeur, à savoir le barrage d'ENKOUCHE. Ce barrage destiné principalement à l'irrigation.

Lors de la réalisation d'un projet de barrage, il est impératif d'assurer la fiabilité de l'évacuation des crues en le dotant d'un évacuateur de crue, afin de le protéger contre les dommages causés par la submersion.

Notre objectif sera de sélectionner la variante la mieux adaptée à notre barrage d'ENKOUCHE tout en déterminant les dimensions nécessaires pour garantir sa sécurité.

Notre étude commence par une synthèse qui comprend un résumé de l'étude préliminaire de faisabilité du barrage (les analyses géologiques, géotechniques …etc.), ensuite l'étude hydrologique, considérée comme le chapitre le plus crucial de ce travail. En effet, grâce à cette étude, nous sommes en mesure de caractériser le bassin versant du barrage, de suivre l'évolution des précipitations sur plusieurs mois, de déterminer le moment de la crue du barrage, et d'évaluer sa contribution à l'alimentation en eau. Toutes ces données sont essentielles pour déterminer les dimensions nécessaires à la sécurité des travaux et de l'environnement.

Puis nous passons à la proposition des différentes options d'évacuateurs de crue, en incluant le dimensionnement de chaque composant pour chaque variante envisagée. Une fois la variante la plus appropriée sélectionnée en termes de réalisabilité et d'économie.

Ensuite le chapitre consacré au calcul du génie civil, qui nous permet de vérifier la stabilité de l'ouvrage.

Pour conclure, un chapitre sera consacré à l'organisation du chantier, détaillant les ressources nécessaires pour la construction et la réalisation des diverses étapes du projet, ainsi que l'établissement du planning des travaux.

I.1. Introduction :

Les barrages sont des structures essentielles dans la gestion des ressources hydriques, conçues pour retenir et contrôler le flux des cours d'eau, tels que les rivières et les fleuves. Ces constructions artificielles jouent un rôle crucial dans de nombreux domaines, tels que l'approvisionnement en eau potable, l'irrigation agricole, la production d'énergie hydroélectrique, la prévention des inondations, la régulation des débits et la préservation de l'environnement.

I.2. Le but de barrages :

Dans le contexte des barrages, le but peut varier en fonction du type de barrage et de ses applications spécifiques. Voici quelques-uns des principaux objectifs ou buts des barrages :

- Gestion des ressources en eau.
- Irrigation.
- Production d'énergie hydroélectrique.
- Régulation des débits.
- Contrôle des inondations.
- Approvisionnement en eau potable.

I.3. Situation géographique :

Le site du barrage de Enkouche est situé sur l'oued du même nom dans la commune de Chetaibi (Wilaya de Annaba), à environ une cinquantaine de kilomètres à l'ouest de la ville de Annaba et à 7 km au Sud de l'agglomération de Chetaibi, L'eau provenant du barrage de Enkouche.

Le site retenu lors de l'étude de faisabilité se situe immédiatement à l'amont de Pont Cavalla.Il est caractérisé par un resserrement de la vallée de l'oued Enkouche avant qu'elle ne s'ouvre sur la plaine à l'aval du pont Cavalla. Il est accessible par la route D.107 reliant Annaba à Chetaibi en passant par Berrahal. Le site du barrage d'Enkouche a pour coordonnées UTM :

X= 355 597 m

Y= 4095 881 m

Z= 37 m (fond de vallée)



Figure I-1 situation generale du projet

I.4. Choix du site de barrage :

Le choix du site pour la construction d'un barrage est une étape cruciale qui nécessite une évaluation minutieuse et une analyse approfondie des différents facteurs environnementaux, géologiques, hydrologiques, sociaux et économiques. Voici quelques-uns des principaux critères pris en compte lors du choix d'un site de barrage :

1. **Hydrologie :**

   L'analyse du régime des précipitations, du débit et de la disponibilité de l'eau dans le cours d'eau est essentielle pour évaluer le potentiel hydraulique du site.

2. **Topographie :**

   La topographie du terrain doit être favorable à la construction du barrage et à la création d'un réservoir. Les vallées encaissées ou les endroits où les cours d'eau se rétrécissent peuvent être des sites propices.

3. **Géologie :**

   La nature du sol et de la roche sous-jacente doit être étudiée pour s'assurer de la stabilité et de la résistance du site aux charges induites par le barrage.

4. **Étude sismique :**

   Si la région est sujette à des activités sismiques, une étude géotechnique approfondie doit être réalisée pour évaluer la sécurité du barrage.

5. **Écologie et environnement :**

   L'impact sur l'environnement, y compris la faune, la flore et les écosystèmes locaux, doit être évalué. Il est important de minimiser l'impact sur les zones sensibles ou protégées.

6. **Impacts sociaux et économiques :**

   Les impacts sur les populations locales, y compris les déplacements éventuels, les perturbations des moyens de subsistance et les effets sur les communautés, doivent être pris en compte.

7. **Ressources en eau et utilisation :**

   La disponibilité en eau et les besoins en eau potable, irrigation, industrie, etc., doivent être évalués pour s'assurer que le barrage répondra aux besoins locaux.

8. **Coûts et avantages :**

   Une analyse économique doit être effectuée pour évaluer les coûts de construction, de maintenance et les avantages potentiels tels que la production d'énergie, l'irrigation, etc.

9. **Accessibilité et logistique :**

   L'accessibilité au site pour la construction, l'approvisionnement en matériaux et l'évacuation de l'énergie produite doit être prise en compte.

10. Législation et réglementations :

Il est essentiel de respecter les lois et réglementations en vigueur concernant la construction de barrages et l'utilisation des ressources en eau.

I.5. Choix du type du barrage :

Dans le choix du type de barrage, plusieurs paramètres doivent être pris en considération pour garantir la sécurité, l'efficacité et la durabilité du projet. Voici les principaux paramètres à prendre en compte :

1. Topographie du site :

La topographie du site influencera le choix du type de barrage. Les vallées étroites et encaissées peuvent être plus adaptées aux barrages voûte, tandis que les vallées plus larges peuvent convenir aux barrages en remblai.

2. La morphologie de la vallée :

La morphologie de la vallée Joue un rôle décisif dans la sélection du site et du type de barrage à construire. Idéalement, un site étroit en amont, suivi d'un élargissement de la vallée, représente l'emplacement optimal et le plus économique. Les vallées larges sont plus appropriées pour un barrage en remblai, tandis qu'un site étroit conviendra mieux à un barrage poids, et un autre encore plus étroit sera adapté à une structure en voûte, si les fondations le permettent.

3. Géologie et géotechnique :

L'étude du sol et de la roche sous-jacente est cruciale pour évaluer la stabilité du site et déterminer quel type de barrage est le plus approprié.

4. Hauteur du barrage :

La hauteur projetée du barrage est un facteur déterminant dans le choix du type. Les barrages en béton sont généralement préférés pour les hauteurs importantes.

5. Résistance aux forces hydrauliques :

Certains types de barrages, tels que les barrages en béton, sont mieux adaptés pour résister aux forces hydrauliques exercées par l'eau.

6. Disponibilité des matériaux de construction :

La disponibilité et le coût des matériaux de construction, tels que le béton, les enrochements ou la terre, peuvent influencer le choix du type de barrage.

I.6. L'aménagement :

Le projet d'aménagement de Enkouche prévoit un barrage sur l'oued Enkouche et une prise d'eau depuis l'oued Kebir. Cet aménagement est basé sur les apports directs du bassin versant de l'oued de Enkouche (73 km^2) et sur le transfert par prise d'eau sur l'oued Kebir (1620 km^2).

L'aménagement dans sa globalité est constitué des ouvrages suivants :

- Barrage d'Enkouche et ouvrages associés situé à 50 km environ de la ville d'Annaba sur l'oued portant le même nom au Sud Est de la localité de Chetaibi. L'accès se fait par la route D.107 reliant Annaba à Chetaibi en passant par Berrahal,

- Prise d'eau sur l'oued El Kébir,

- Transfert d'eau par pompage depuis l'oued El Kébir et ouvrages associés en direction du barrage de Enkouche comprenant les ouvrages suivants :
    - Station de pompage située en hauteur par rapport à l'oued El Kébir, aux alentours de la cote 5 NGA, en contrebas d la route CW 57 à environ550 m à l'Est immédiat du Douar Boutouil.

    - Branche d'Enkouche : tronçon de 13.25 Km de long et bassin de régularisation intermédiaire.

I.7. Sismicité de la zone d'étude :

I.7.1. Introduction :

Parmi les facteurs susceptibles d'affecter la sécurité des barrages, la sismicité est l'un des plus critiques, surtout dans les régions sujettes à l'activité sismique. L'Algérie, en particulier, est située dans une zone sismique active, exposée à des risques de tremblements de terre. Dans ce contexte, le barrage d'Enkouche, situé dans la région d'Annaba, se trouve dans une zone géographique sensible, nécessitant une évaluation approfondie de son comportement face aux contraintes sismiques potentielles.

I.7.2. Sismicité régionale :

Le site du barrage d'Enkouche est situé dans le Nord de l'Algérie, à proximité de la frontière convergente entre les plaques Afrique et Eurasie. Malgré une sismicité diffuse, le Nord de l'Algérie a connu plusieurs séismes puissants, dont celui d'El Asnam, du 10 octobre 1980 (Mw = 7.3) ou celui de Boumerdès, du 21 mai 2003 (Mw = 6.8).

Notre barrage est situé dans la zone ‹‹ IIa ››, caractérisée par une moyenne à forte intensité sismique selon les Règles Parasesmiques d'Alger (R.P.A), correspondant à une intensité de VII sur l'échelle de Mercalli. En raison de son importance, notre ouvrage est classé dans le groupe IIA selon le règlement R.P.A (voir figure I.2)

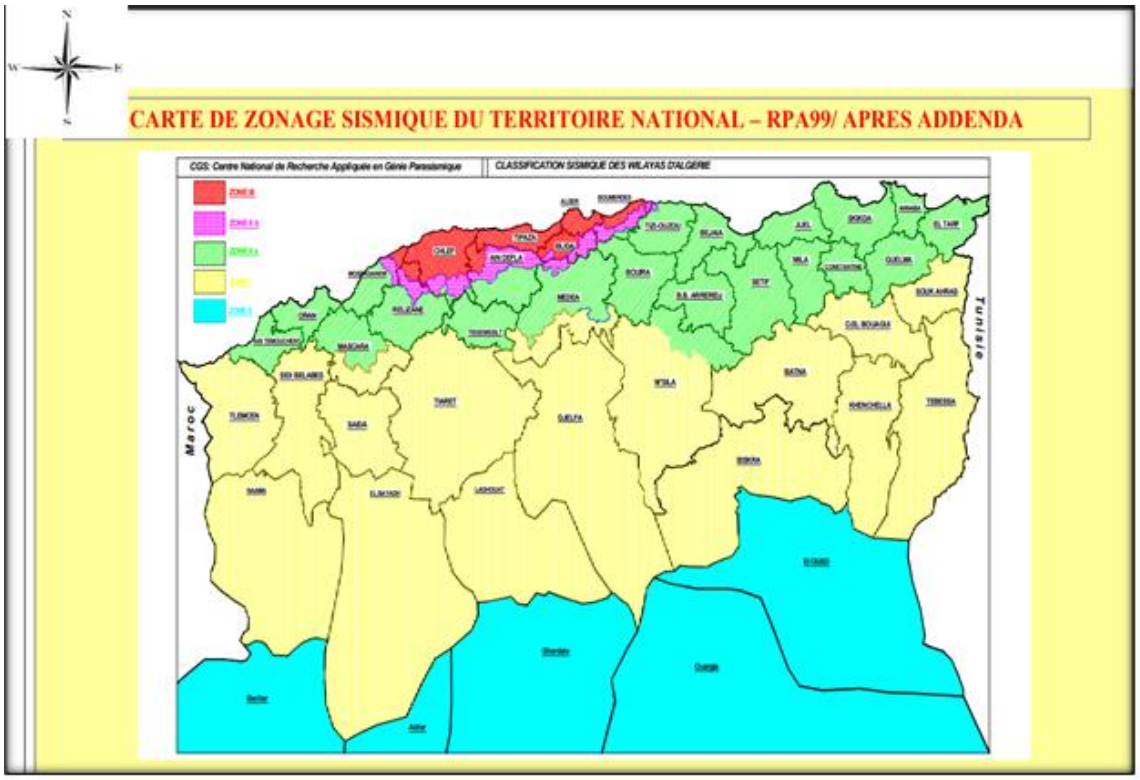


Figure I-2 Carte de zonage sismique du territoire national.

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

Le tableau suivant représente les coefficients d'accélération du séisme selon la zone qu'on doit utiliser dans les différents calculs de toutes sortes d'ouvrages :

Tableau I-1 Coefficients d'accélération du séisme.

Groupe	Zone I	Zone II-a	Zone II-b	Zone III	Classification des ouvrages selon leur importance.
1A	0.15	0.25	0.30	0.40	Ouvrages d'importance vitale
1B	0.12	0.20	0.25	0.30	Ouvrages de grande importance
2	0.10	0.15	0.20	0.25	Ouvrages courants
3	0.07	0.10	0.14	0.18	Ouvrages de faible importance

Les spectres des séismes de dimensionnement SBE, SMD et SMP sur le site d'Enkouche ont été obtenus à partir des éléments propres à l'analyse sismotectonique régionale du site et de l'analyse de la sismicité historique et instrumentale, suivant une approche déterministe. Ces spectres ont été calculés en considérant les sources constituées par un chevauchement offshore et par la faille de l'Edough.

Tableau I-2 Séismes de dimensionnement.

Séisme de dimensionnement		Magnitude Mw	PGA (g)
SBE	Chevauchement offshore	6,32	0,20
	Faille de l'Edough	5,16	0,26
SMP	Chevauchement offshore	7,06	0,32
	Faille de l'Edough	6,18	0,40
SMD	Chevauchement offshore	7,43	0,40
	Faille de l'Edough	6,96	0,60

I.8.1. But :

La réalisation d'un projet de barrage exige une compréhension approfondie de la géologie, afin de justifier le choix du site et du type de barrage.

Le but de cette étude géologique est d'analyser la géologie du site du barrage, définir ses principales caractéristiques géologiques, ainsi que la perméabilité et la stabilité de la digue et de la cuvette, ainsi que les zones d'emprunts.

I.9.2. Contexte géologique régional :

La vallée de l'Oued Enkouche, fait partie du massif de l'Edough et de Cap de fer, région qui

est dans le prolongement Est de la petite Kabylie. Elle s'étend dans une direction NE-SE entre la basse vallée de l'Oued El Kébir à l'Ouest et celle de l'Oued Seybouse à l'Est. Cet ensemble de reliefs est ceinturé au Nord par la méditerranée et au Sud par les plaines de Sanhadja, Fetzara et Kheraza.

Le site du barrage se trouve dans la vallée de l'Oued Enkouche qui est un des principaux affluents en rive droite de l'Oued El Kébir. Celui-ci délimite à l'Est le massif de Cap de Fer. Les massifs de l'Edough et de Cap de fer sont considérés comme les témoins les plus orientaux des chaines littorales Kabyles qui sont représentées depuis le Rif jusqu'à lafrontière Algéro-Tunisienne par une suite discontinue de massifs amygdalaires cristallophylliens.

Dans cette région affleurent des roches Métamorphiques du socle primaire avec leurs couvertures sédimentaires crétacées et tertiaires ainsi que des roches magmatiques tertiaires.

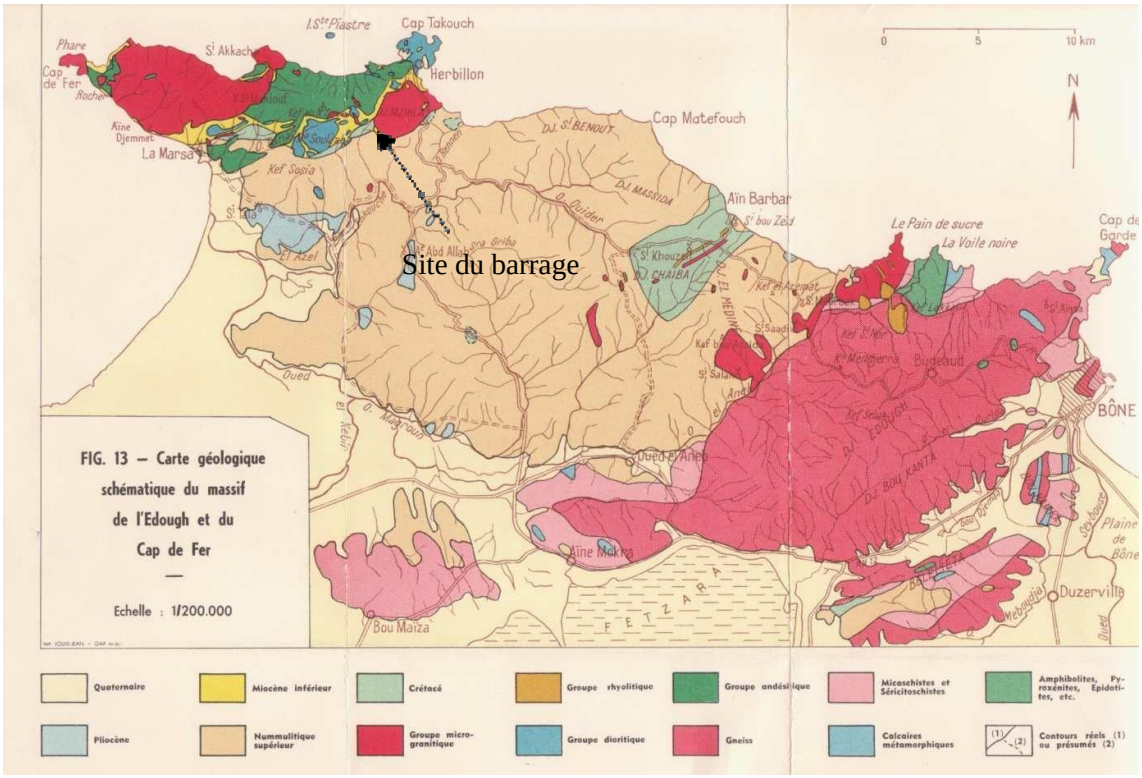


Figure I-3 : Carte géologique régionale.

Deux tableaux comparatifs des différents essais effectués lors de la présente étude ainsi que la compagne de faisabilité, ont été dressé ci-dessous :

Tableau I-3 synthétise les caractéristiques des sondages réalisés.

N°	Type des travaux de reconnaissance réalisés		Etude faisabilité	APD
1	Sondage	Carottés	4	17
		Puits	22	
		Pressiométriques	/	3
2	Prospections géotechniques	Profil sismique	/	7
3	Essais in-situ	Lugeons	/	39
		Echelle 1/1000		
5	Levé Géologique		Echelle 1/5000	

n°	Sondage	Inclinaison	Emplacement	Longueur	Essais Lugeons	Piézomètre
1	SB-01	Vertical	Rive droite (Axe barrage et évacuateur de crues)	40 ml	Oui	Oui
2	SB-02	Vertical	Rive droite (Axe barrage)	60 ml	Oui	Oui
3	SB-03	Vertical	Rive gauche (Axe barrage)	50 ml	Oui	Oui
4	SB-04	Vertical	Rive gauche (Axe barrage)	40.3 ml	Oui	Oui
5	SB-05	Vertical	Rive droite (Axe barrage /axe évacuateur de crues)	40 ml	Oui	Non
6	SB-06	Vertical	Rive droite (axe barrage)	40 ml	Oui	Non
7	SB-07	Vertical	Fond d'Oued (axe barrage)	50 ml	Oui	Non
8	SB-08	Vertical	Rive gauche (axe barrage)	40 ml	Oui	Non
9	SB-09	Vertical	Rive gauche (axe barrage)	40 ml	Oui	Non
10	SB-10	Vertical	Rive droite (Axe évacuateur)	40 ml	Oui	Non
11	SB-11	Vertical	Rive droite (Entrée tunnelDP)	25 ml	Oui	Non
12	SB-12	Vertical	Fond de vallée (amont)	50 ml	Oui	Non
13	SB-13	Vertical	Fond de vallée (amont)	50 ml	Oui	Non
14	SB-14	Vertical	Rive droite (Axe évacuateur)	40 ml	Oui	Non
15	SB-15	Vertical	Fond de vallée (aval)	40 ml	Oui	Non
16	SB-16	Vertical	Col topographique	20 ml	Oui	Non
17	SB-17	Vertical	Col topographique	20 ml	Oui	Non

Tableau I-4 : Caractéristiques des sondages – 2008 – Barrage et digue de col.

I.7.3. Caractéristiques géomorphologiques :

Avant de déboucher dans la plaine du Kébir, l'Oued Enkouche coule dans des gorgesétroites qu'il a entaillé dans Le flysch gréso-marneux du Nummulitique supérieur sur plusieurs kilomètres de longueur, suivant une direction NE-SO. L'axe du barrage a été implanté à l'entrée amont de ce rétrécissement à l'amont du pont Cavalla.
D'alluvions peu épaisses.

Le profil transversal de la vallée au droit de l'axe présente des talus à pente relativement douce

avec une très légère dissymétrie du profil et une rive gauche légèrement plus raide.
Dans l'axe du barrage, les caractéristiques morphologiques sont les suivantes :

- Le lit de l'Oued est à la cote 37 m NGA,
- La largeur du fond plat alluvial est de 20 m,
- La largeur de la vallée au droit de l'axe, à la cote 100, est d'environ 508 m.

En rive gauche on relève une dépression topographique à la cote 87.8 m NGA qu'il conviendra de fermer au moyen d'une digue de col.

À l'amont du site du barrage, l'Oued Enkouche a entaillé son lit dans les sédiments marno - gréseux du numidien.

La cuvette au droit de l'axe du barrage est à la cote 37 m NGA, à 6 km environ à l'amont de l'axe du barrage, le fond de la vallée se situe à la cote 105 m NGA. La vallée est bordée parles Djebels Bennour au nord qui culmine à 534 et Djebel Chaiba au sud à la cote 827.

La vallée est longue et étroite. Le profil transversal de la vallée est dissymétrique et variable,au gré des variations lithologiques et des structures géologiques. Il est en général très étroit et ne s'élargie qu'à de rares endroits vers l'amont.

À l'aval du site du barrage, la vallée reste encore étroite sur environ 2.5 km puis s'élargie fortement au-delà du col (Dra Drahane) là où l'Oued fait une grande boucle en quart de lune pour ensuite étaler ses vastes terrasses et rejoindre l'Oued Kébir.

I.8.4. Lithologie :

- **Terrains de couverture :**

Les terrains de couverture, d'âge Quaternaire, sont représentés par des colluvions sur les pentes, des alluvions dans le lit actuel de l'Oued et des terrasses basses en fond de vallée. En rive gauche à l'aval du barrage, on relève également une haute terrasse.

Les versants aussi bien en rive gauche qu'en rive droite sont recouverts par un tapis de colluvions argilo-caillouteuses brunes à éléments calcaires ou gréseux, anguleux à sub-anguleux.

Dans la zone du barrage, l'épaisseur des colluvions de pente est comprise entre 0.4 et 3 m environ. Ceci correspond à l'épaisseur traversée par les sondages à laquelle il convient d'ajouter 1 m à 1.5 m pour tenir compte des excavations pour la réalisation des plates- formes des forages

ce qui conduit à une épaisseur totale de colluvions comprise entre 1.4 m et 4.5 m.

Sur les rives, depuis le lit jusqu'au bas des pentes, s'étalent les basses terrasses fluviatiles constituées d'argiles sablo-limoneuses avec des éléments grossiers (calcaires et grès). L'épaisseur de cette formation varie de 2 m au SB-08 à 3.3 m au SB-07. En terrasse, le sondage SB-07, situé en rive droite rencontre dans un premier temps 3.3 m d'argiles limoneuse de terrasse puis 5.1 m d'alluvions grossières correspondant probablement à un surcreusement localisé du lit de l'0ued.

La haute terrasse qui est reprise sur la carte géologique du site sur la rive gauche à l'aval(au Sud) du pont Cavalla est limono-sableuse de couleur rougeâtre emballant une forte proportion d'éléments grossiers arrondis toujours de nature calcaire et gréseuse. Son épaisseur est estimée à plus de 4 m.

Dans le lit de l'Oued, le substratum affleure localement à mi-distance entre les deux coupes géologiques AA et BB. Cependant, le sondage SE3, réalisé lors de l'étude de faisabilité de 2000 et situé en fond de vallée et à l'aval immédiat d'un affleurement calcaire donne 3 m d'alluvions grossières. Ces alluvions sont très grossières représentées par des cailloux, graviers et sables de nature calcaire et gréseuse.

- **Substratum rocheux :**

Sur le site du barrage, le substratum rocheux n'affleure qu'en de très rares endroits sur des surfaces très réduites comme déjà signalé plus haut. Ce dernier est constitué par des flysch gréso-marneux du Nummulitique supérieur.

A l'affleurement, on observe une alternance de bancs calcaires d'épaisseur souvent centimétrique à décimétrique parfois même métrique avec de fines couches d'argilites grises parfois bleuâtres.

Le seul affleurement important et bien individualisé se trouve en fond d'Oued où les calcaires affleurent avec une épaisseur de l'ordre de 1.5 mètre surmontant une alternance d'argiliteset de calcaires d'épaisseur centimétrique à décimétrique.

A l'affleurement on note une tectonique intense qui affecte ces formations qui se manifeste par des ondulations des plis et microplis extrêmement denses et resserrés avec une fracturation également intense qui morcelle finement les petits bancs de calcaires ou de grès.

Les sondages rencontrent en général une alternance d'argilites et de calcaires parfoisfinement lités avec localement des bancs calcaires métriques à veinules de calcite souvent fracturés avec toujours des intercalations d'argilites. Les pendages des couches ainsi que les fractures qui les affectent sont orientés dans toutes les directions sans qu'une seule en particulier soit prépondérante.

- **Structures géologiques :**

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

La structure géologique est relativement complexe. Le traitement statistique effectué à partir de la représentation polaire de 47 mesures réalisées sur des plans de stratification relevés sur les rares affleurements disponibles montre une structure avec deux pôles assez nets.

Le premier pôle traduit une forte concentration de plans de joints N135 pendage 48° vers le NE. Le second pôle traduit quant à lui concentration moins importante des plans de joints N165 pendage 33° vers le SW.

Ces deux pôles semblent dessiner une structure anticlinale d'axe orienté NW-SE environ N130°.

I.7.4. Caractéristiques hydrogéologiques :

1. Analyse des niveaux piézométriques :

Du point de vue hydrogéologique, le complexe rocheux sur le site du barrage peut être considéré comme un aquifère moyen. Les circulations souterraines se font le long des fractures où des traces d'écoulement sont visibles (Oxydation sur les parois des fractures) et où l'altération du massif est observée à des profondeurs parfois importantes.

Le niveau de la nappe a été mesuré dans les sondages SB-01 à SB-04 tout au long de la campagne de reconnaissance du 03/07/2008 au 02/10/2008. Ces relevés montrent de faibles oscillations de profondeur de la nappe souterraine, probablement liée au fait que les niveaux ont été suivis à l'étiage en période sèche.

La configuration haute de la nappe sur les rives est révélatrice d'un massif peu perméable contrairement aux résultats des essais d'eau qui révèlent un massif plus perméable, les fractures au sein des bancs de calcaires ayant tendance à rabaisser ce niveau en drainant drainer le massif

vers l'aval et les argilites présentes entre les bancs calcaires ayant tendance à freiner ce processus. Les niveaux d'eau mesurés sont illustrés dans la Figure I-4

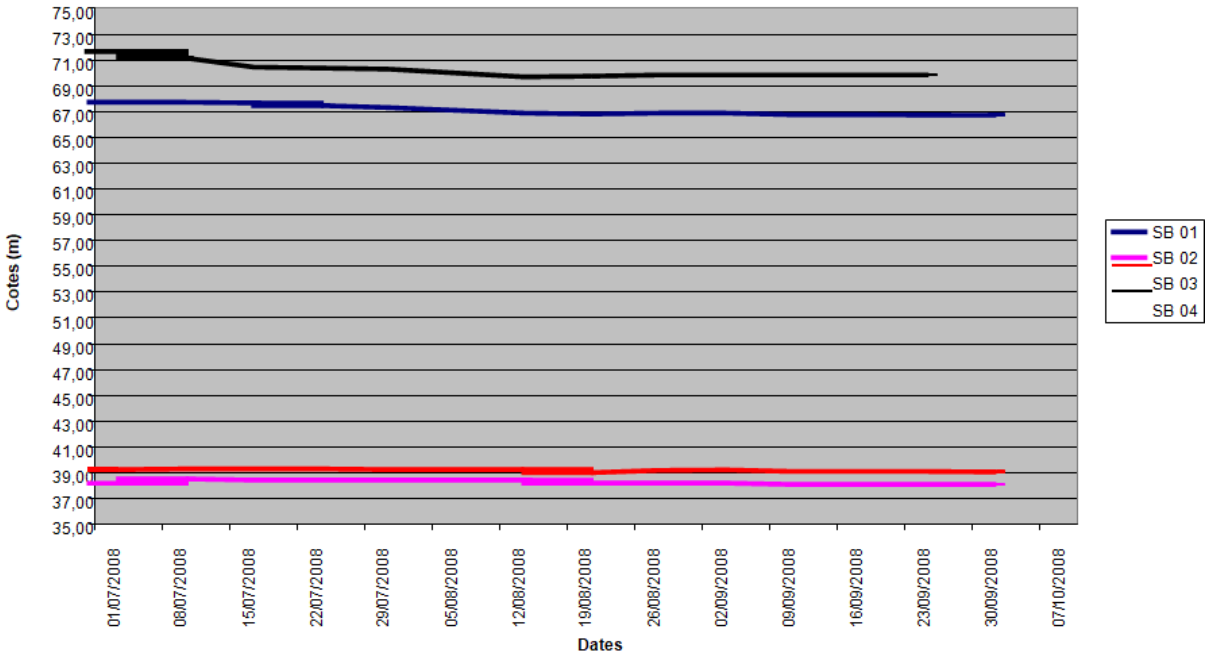


Figure I-4 Évolution des niveaux piézométriques sur 4 mois.

Dans la vallée, le niveau statique de la nappe souterraine est proche du niveau de l'Oued (cote 37,7) puis il remonte en rives. En rive gauche, il atteint la cote 79,89 (SB-04). En rive droite, la nappe a été mesurée à la cote 82,72 (SB-01). Sur la coupe géo-mécanique transversale AA, on constate que le niveau de la nappe est sub-affleurant dansle sondage en fond d'Oued SB-03 puis il remonte ensuite progressivement vers les rives presque parallèlement à la pente du terrain naturel.

En rive gauche, le niveau de la nappe remonte vers la rive avec une pente importante, elle est de l'ordre de 27% entre les sondages SB-03 (43,39) et SB-04 (79,89). En rive droite, à partir de l'Oued et plus exactement à partir du sondage SB-02 (50,40), la nappe remonte fortement vers la rive SB-01 (82,72) avec une pente de 24%.

2. Perméabilité :

Les essais de perméabilité ou essai Lugeons ont été réalisé dans les sondages aux sites du barrage de Enkouche pour déterminer la perméabilité et avoir une idée sur la présence ou l'absence des vides et des fractures au sein de la masse rocheuse. Les essais ont aussi été réalisés pour établir la profondeur dans le cas où il existe. La présence des vides et fractures pourront contribuer aux fuites et perte d'eau dans la cuvette du barrage. Les résultats des essais

lugeons classes selon les différentes parties du barrage sont contenus dans le tableau I-6.

Tableau I-5 Résumé des essais de Lugeon

Lieu	Numéro du sondage	Profondeurs des étages (m)	Perméabilité (µL)	Type d'écoulement
Rive droit	SB2	5-10	301.92	Laminaire
		10-15	122.33	
	SB6	10.8-15	43.67	
	SB10	24-25	300.25	
		32-35	91.77	
Rive gauche	/	/	<40	Laminaire
Fond de vallé	SB3	27-30	60.35	Laminaire
	SB8	17.8-20	186.93	Laminaire
		21.3-25	57.86	
	SB12	28.2-30	101.76	
	SB15	6.3-10	88.8	Laminaire
		18.2-20	215.66	
		28.7-30	81.82	
		37.3-40	38.13	

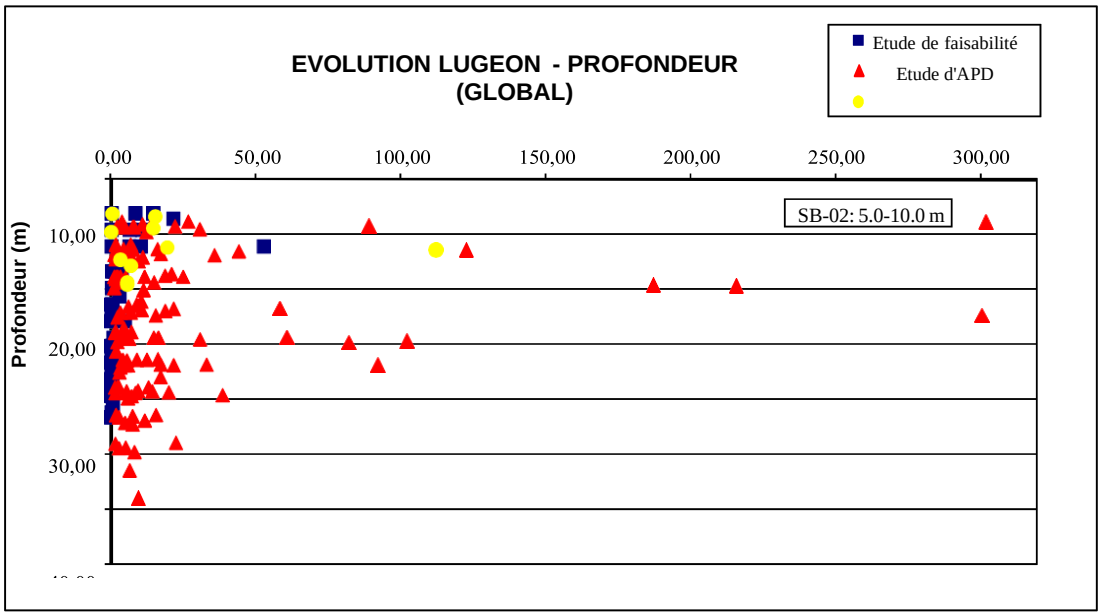


Figure I-5 : Ensemble des valeurs de perméabilité mesurées

L'examen général des courbes des essais Lugeon montre une ouverture élastique des fissures avec un écoulement laminaire, parfois un léger colmatage et d'autres fois un léger débourrage.

I.7.5. Géologie des ouvrages :

- **Axe de la digue :**

Les deux profils examinés, espacés de moins de 100 mètres sont sensiblement identiques avec des différences mineures qui ne nous semblent pas déterminantes pour le choix del'axe.

Sur le profil amont (AA), on relève une épaisseur de terrains de couverture et d'altération nettement supérieure d'une part et une épaisseur et une extension des alluvions moins importante que sur le profil aval (BB) d'autre part. Les résultats des essais de perméabilité ne montrent pas de différences notables.

Si l'adaptation morphologique de la digue le permet, il peut être plus intéressant de fixer l'axe entre les deux profils afin de réduire les excavations aussi bien dans le lit de l'Oued que sur les rives.

La digue sera fondée en fond de vallée localement sur un niveau calcaire affleurant à sub affleurant avec une épaisseur d'alluvions variant de 0 à 3 m et localement 8 m qu'il faudra éliminer.

Sur les rives la digue s'appuiera sur les flyschs du Numidien recouvert par leurs produits d'altération qu'il faudra expurger totalement au moins sous la clé d'ancrage. Les colluvions argileuses seront évacuées sous toute l'emprise de la digue.

- **Évacuateur de crues :**

L'emplacement de l'évacuateur de crue est prévu en rive droite. Il sera entièrement fondé dans les formations du flysch.

Plusieurs sondages carottés ont été forés le long du tracé ou à proximité : de l'amont vers l'aval ; SB-10, SB-01, SB-05 et SB-14.

Les terrains de couverture sont relativement épais dans la partie amont où ils peuvent atteindre 13 m. SB-01 et 7.90 au SB-10. (Voir tab N°9). Ces terrains de couverture comportent au moins 2 m de colluvions ensuite viennent les zones altérées du substratum qui se caractérisent par une vitesse sismique de l'ordre de 1650 m/s à l'aval et 1100 à 1250 m/s à l'amont, qui correspond à des terrains d'assez bonne consistance.

La partie colluviale de surface devra être partout expurgée tandis que la zone altérée sera excavée sur au moins la moitié de sa profondeur (5 à 7 premiers mètres pour la zone à forte altération SB-01 et SB-10) pour la zone amont, et 1.5 à 3 mètres environ pour la zone avale.

Il faut signaler que dans la zone aval l'affleurement observable le long du talus de la route montre des flyschs passant à une séquence plus fine avec des bancs centimétriques à décimétriques fortement tectonisés et faillés. Ils se poursuivent à l'aval par une terrasse alluviale épaisse qu'il faudra excaver.

- **Galerie de dérivation provisoire et vidange de fond :**

Cette galerie sera excavée en rive droite avec une forme arquée pour rentrer dans le massif afin d'avoir un recouvrement suffisant. La couverture au-dessus de l'axe de la DP varie de quelques mètres à l'entrée et à la sortie, à moins de 50 m dans l'axe du barrage.

Plusieurs sondages carottés ont reconnu le tracé du tunnel : SB-11, SB-10, SB-01, SB-05 et SB-14.

Elle traversera des terrains à prédominance argilitique autour du SB-11, sur les premiers mètres, pour ensuite rentrer dans des séquences plus calcaires sur une très grande longueur et enfin au-delà du SB-14 elle traversera comme le montre l'affleurement aval une autre séquence à prédominance argilitique finement litée.

La forte tectonisation du massif, les passées argilitiques de faible résistance et sensibles à l'eau, ainsi que la faiblesse du recouvrement induiront des difficultés d'excavation qu'il faudra anticiper. Les arrivées d'eau qui peuvent êtres localement importants ne pourront que compliquer le processus.

- **Prise d'eau :**

Cet ouvrage est situé en rive droite. Il sera entièrement fondé dans les flyschs.Le sondage SB-11 situé dans l'axe de cet ouvrage rencontre :

- De 0 à 8.5 m des argilites altérées

- De 8.5 à 25 une alternance de calcaires et d'argilites avec des séquences métriques.

- La récupération est bonne tandis que le RQD est très faible ce qui est en relation avec la faible épaisseur des bancs, ce qui rend ce paramètre non représentatif.

Le sondage pressiométrique réalisé à proximité de sondage donne les résultats suivants :les valeurs du module, de la pression limite ainsi que le rapport entre les deux sont relativement faibles pour les 8 premiers mètres et ensuite augmentent rapidement pour atteindre des valeurs élevées.

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

- **Digue de col :**

Comme mentionné, un col topographique est relevé sur la rive gauche à la cote 87.8 m NGA. Ce col est très plat et relativement large totalement recouvert par les colluvions avec aucune manifestation d'instabilité apparente. Un petit affleurement d'argilites numidiennes est observé le long de la piste qui mène au centre du col sur le côté droit avec un pendage de 50° vers l'aval.

Deux sondages de 20 m de profondeur ont été exécutés sur l'axe du col :

SC01 :

- De 0 à 3m des colluvions argileuses

- De 3 à 5.5 m des marnes altérées

- De 5.5 à 20 m des marnes saines grises avec une récupération élevée un RQD trèsfaible.

SC02 :

- De 0à 1.5 des colluvions argileuses

- De 1.5 à 20 m des alternances d'argilites et de calcaires avec une récupération

assezforte et un RQD assez faibles.

Les essais Lugeon donnent des valeurs faibles pour le SC-02 qui est dans une séquence flysch (valeurs inférieures à 5 UL, sauf pour la passe 11.8-13.10 m qui donne une valeur très importante attribuée à une grosse fissure dans les calcaires).

Le SC-01 qui est en rive gauche du col dans une séquence totalement marneuse, les essais n'ont pu être conduits au-delà de 2 bars parfois 6 bars à cause du contournement d'obturateur.

Les valeurs d'absorptions mesurées à de faibles pressions rapportées à 10 bars sontélevées (comprises entre 5 et 19 Ul).
Les absorptions à 2 bars, qui est le maximum de la charge d'eau que supportera le terrain au droit du col, sont relativement faibles comprises entre 0.09 et 1.89 l/min/m avec une passe plus perméable déjà relevée ci-dessus.
En conclusion, une digue de faible hauteur, une quinzaine de mètres, devra être érigée pour le fermer. La digue sera du type homogène construite avec les argiles du lit de l'oued. Une clé d'ancrage de 3 à 5 mètres sera nécessaire pour recouper les colluvions et la zone altérée.

I.9. Analyse géotechnique de la fondation :

I.9.1. Aspects géotechniques :

Les unités géotechniques suivantes peuvent être distinguées dans la fondation du barrage :
-Des terrains de couverture quaternaires en grande partie meubles représentés par des alluvions en fond de vallée et des colluvions argilo-caillouteuses sur les pentes,
-Des roches détritiques relativement tendres représentées par une alternance d'argilites, de grès et de calcaires durs dont les épaisseurs sont très variables avec des variations de faciès latérales et en profondeur importantes. Ces formations sont sous-jacentes aux précédentes et forment la majeure partie des appuis du barrage et des ouvrages annexes (vidange de fond, évacuateur de crues). Les faciès du substratum rocheux ont des caractéristiques globalement adéquates pour la construction d'un barrage souple. Localement, des zones de faiblesse de la fondation nécessiteront un traitement spécifique pour obtenir une fondation homogène.

I.9.2. Séquence d'altération :

La diversité des formations qui constituent le substratum rocheux à l'emplacement du barrage se traduit en profondeur par un degré d'altération appréciable.

Au-dessous des colluvions de surface, les argilites relativement tendres avec des intercalations de grès et de calcaires durs sont altérées en surface sur des profondeurs variables. L'épaisseur des terrains de couverture (colluvions argilo-caillouteuse) ne dépasse pas dans la zone du site les 3 m.

Ces terrains superficiels surmontent une frange de rocher, parfois très friable vers la partie supérieure, caractérisée par un degré d'altération également très variable. Ce rocher affleure localement sur les talus qui bordent la route et au fond d'Oued. En profondeur, cette frange de fondation rocheuse a été mise en évidence tant par les sondages de reconnaissance que par les vitesses sismiques relativement faibles cependant fournies par la sismique réfraction.

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

La relevée sur les sondages réalisés aussi bien en faisabilité qu'en phase d'APD, del'altération du substratum se répartit. Ce tableau intègre les terrains de couverture (Colluvions et alluvions) ainsi quela frange du rocher altéré. Les alluvions étant individualisées.

1. **Colluvions :** Les colluvions sont des dépôts sédimentaires qui se forment principalement par l'accumulation de matériaux rocheux et de sols déplacés par gravité le long des pentes de collines ou de montagnes. Ces dépôts se trouvent généralement en bas des pentes et sont le résultat de processus d'érosion et de transport des matériaux vers le bas.

2. **Alluvions** : Les alluvions sont des dépôts sédimentaires qui se forment dans les cours d'eau tels que les rivières, les fleuves ou les ruisseaux. Ils sont constitués de matériaux fins tels que des sables, des limons et des argiles, qui sont transportés par l'eau et déposés lors des inondations ou lorsque la vitesse du courant diminue. Les alluvions peuvent former des plaines alluviales fertiles le long des rivières.

   On note que la profondeur des terrains de couverture et de l'altération peut atteindre localement 10 m (SB-06) parfois 13 m (SB-01). En rive droite, elle varie entre 1.5 et 13 m, tandis qu'en rive gauche celle-ci oscille entre 4.5 et 8.4 m. En fond d'Oued elle varie entre 0 et 5 m (SB-12) Les argilites du substratum sont très sensibles à l'eau et au phénomène de dessiccation. Ceci est visible sur les carottes qui se désagrègent très rapidement au contact des agents atmosphériques.
   Sur la base des données de reconnaissance par sondages et sismique réfraction, l'épaisseurde

l'horizon altéré et fracturé semble varier de 1.5 à 13 m. En dessous, le substratum est souvent dur et compact dans les horizons calcaires mais toujours très facturé.

I.9.3. Analyse des résultats des essais de laboratoire :

Les résultats des essais de laboratoire et des analyses sur échantillons de substratum rocheux prélevés des carottes des sondages sont récapitulés dans les tableaux ci-après tantau stade de faisabilité qu'au stade actuel (APD).

Tableau I-6 Synthèse des essais du laboratoire de l'étude de faisabilité en 2000

Sondage	Profondeur	Teneur en eau	Densité		Limites d'Atterberg			Résistance à la compression	Résistance àla traction
(N°)	(m)	W	γs	γh	WL	WP	IP	Rc naturelle	Rt naturelle
Fondation		(%)	(t/m3)	(t/m3)	%	%	%	(Bars)	(Bars)
Maximum		4,71	2,67	2,78	43,2	27,3	18,4	761	81,2
Minimum		0,51	2,65	1,70	40,2	21,8	14,9	325	80,6
Moyenne		1,94	2,66	2,33	41,7	25,2	16,5	633	80,9
Ecartype		1,93	0,01	0,39	1,3	2,4	1,6	207	0,3

Tableau I-7 Synthèse des essais du laboratoire de l'APD – Site du barrage

Sondage	Profondeur	Teneur en eau	Densité		Résistance à la compression		Résistance à la traction	
(N°)	(m)	W	γs	γh	Rc naturelle	Rc saturée	Rt naturelle	Rt saturée
Fondation		(%)	(t/m3)	(t/m3)	(bars)	(bars)	(bars)	(bars)
Maximum		9,00	2,70	2,68	777	1071	73,0	92,0
Minimum		0,24	2,65	2,54	135	105	32,0	29,0
Moyenne		1,43	2,68	2,62	409	430	57,6	61,3
Ecartype		1,97	0,02	0,04	220	288	14,1	20,1

Tableau I-8 Synthèse des essais du laboratoire de l'APD – Digue de col

Sondage	Prof	Teneur en eau	Densité		Résistance à la compression	
(N°)	(m)	W (%)	γs (t/m3)	γh (t/m3)	Rc naturelle (bars)	Rc saturée (bars)
Sc-01	7,00 - 7,50	26,55	2,64	2,02	12,00	Dissous

Le poids spécifique (γs) des terrains varie entre 2.65 et 2.70 t/m^3 pour une moyenne de 2.68 t/m^3. La densité humide (γh) est quant à elle comprise entre 2.54 et 2.68 t/m^3 pour une moyenne de 2.62 t/m^3.

La résistance à la compression simple est souvent élevée à très élevée. La moyenne est de 409 bars en phase d'APD. Cette campagne d'essais confirme les valeurs importantes obtenues lors de l'étude faisabilité. Les résultats obtenus sont assez dispersés. Ils dépendent vraisemblablement de la composition minéralogique, de l'état d'altération, de l'agression subie lors du processus de forage et de la conservation des échantillons.

La saturation des échantillons montre qu'il existe rarement une relation directe avec la saturation. Dans bien des cas, les valeurs obtenues sont supérieures à saturation qu'avant saturation ce qui est probablement lié aux variations rapides de la composition minéralogique.

La résistance à la traction est faible à moyenne (moyenne = 57.7 bars). Elle est insensible à la saturation et plutôt liée aux variations minéralogiques des terrains rencontrés.

Enfin, il importe de souligner que les échantillons prélevés sont toujours de nature rocheuse alors qu'il existe des niveaux intermédiaires d'argilites qui ont rarement pu être récupérés. Les valeurs données dans le tableau précédent ne sont donc représentatives que des faciès durs et résistants qui ont été récupérés (grés, calcaires) alors que les argilites, mal récupérées, ne peuvent pas fournir d'éprouvettes de longueur suffisante en vue d'essais (longueur de prélèvement égale à 2 fois le diamètre de forage). Le comportement global de lafondation, intégrant ces alternances de matériaux, est étudié plus loin par l'intermédiaire des essais pressiométriques.

I.10. Conclusion :

Pour la réalisation d'un ouvrage de retenue des eaux superficielles, différentes études topographique, géologique, et géotechnique sont nécessaires afin déterminer les différentes caractéristiques du site d'implantation de cet ouvrage.

La construction de tous les ouvrages annexes sera concentrée sur la rive droite, car les conditions géologiques y sont relativement plus favorables.

La vallée de l'Oued Enkouche qui est des principaux affluents en rive droite de l'Oued El Kebir, Avec un terrain de fondation alternance d'argilites et de calcaires parfois finement.

On constate que la rive gauche et le fond de l'Oued sont moins perméables que la rive droite.

II. ETUDE HYDROLOGIQUE

II.1 Introduction :

Une étude hydrologique est une analyse scientifique des caractéristiques et des processus relatifs à l'eau dans une zone géographique spécifique. Elle vise à comprendre la répartition, le mouvement et le comportement de l'eau dans un bassin versant ou une région donnée.

Les principales composantes d'une étude hydrologique comprennent la collecte de données sur les précipitations, l'évaporation, l'infiltration, l'écoulement des cours d'eau et des nappes souterraines. Ces données sont généralement obtenues à partir de stations météorologiques, de capteurs de débit, de piézomètres et d'autres instruments de mesure. L'hydrologie est la science qui étudie les propriétés, la distribution et le mouvement de l'eau sur Terre, que ce soit dans les océans, les lacs, les rivières, les nappes souterraines, les glaciers ou l'atmosphère. C'est une discipline interdisciplinaire qui combine des connaissances en géologie, en météorologie, en géographie, en physique, en chimie et en biologie pour comprendre le cycle de l'eau et ses interactions avec l'environnement.

Les domaines d'application de l'hydrologie sont nombreux et variés. Elle est essentielle pour la gestion des ressources en eau, la planification des infrastructures hydrauliques, la prévision des crues, la conception des systèmes d'irrigation, l'évaluation de l'impact environnemental des projets de développement, la gestion des ressources en eau souterraine, la protection des écosystèmes aquatiques, l'adaptation au changement climatique et bien d'autres aspects liés à l'eau.

Les études hydrologiques donc sont très indispensables. Elles sont pour objectif d'étudier les conditions de la réserve d'un part et d'autre part d'estimer la crue contre laquelle il est nécessaire de protéger le barrage.

II.2 Caractéristique du bassin versant :

Le site du barrage de Enkouche est situé sur l'oued du même nom dans la commune de Chetaibi (Wilaya de Annaba), à environ une cinquantaine de kilomètres à l'ouest de la ville de Annaba et à 7 km au Sud de l'agglomération de Chetaibi.

Le site retenu lors de l'étude de faisabilité se situe immédiatement à l'amont de Pont Cavalla. Il est caractérisé par un resserrement de la vallée de l'oued Enkouche avant qu'elle ne

s'ouvre sur la plaine à l'aval du pont Cavalla. Il est accessible par la route D.107 reliant Annaba à Chetaibi en passant par Berrahal.

II.2.1 Caractéristiques morphologiques :

Les caractéristiques morphologiques d'un bassin versant sont généralement les principales caractéristiques géométriques et physiques, les paramètres des formes, sont essentielle pour comprendre son fonctionnement hydraulique :

1. Paramètres géométriques :

Les paramètres géométriques d'un bassin versant sont des mesures qui décrivent la forme et la configuration du bassin :

- **Surface du bassin versant :**

La superficie est obtenue après avoir déterminé les limites du bassin versant, elle est de :

$$S=64km^2$$

- **Périmètre du bassin versant :**

Le périmètre du bassin versant est de :

$$P=44km$$

- **Longueur du talweg principal :**

C'est le talweg le plus long, il est de :

$$L_p =23km$$

2. Paramètres de forme :

- **Indice de compacité (GRAVELIUS) :**

L'indice est établi en comparant le périmètre du bassin versant à celui d'un cercle de même surface. Plus cet indice se rapproche de l'unité et plus le bassin versant a une forme ramassée et plus le temps de concentration du bassin est court. Ce paramètre est estimé à l'aide de la formule suivante :

$$\mathbf{Kc=0,28 \times \frac{P}{\sqrt{S}}\ (II.1)}$$

P : périmètre du bassin versant en km

S : surface du bassin versant en km²

L'application d'une telle formule a donné le résultat suivant :

$$K_c=1.37$$

Selon la valeur de K_C, le bassin versant a une forme bien déterminée, ainsi :

- Si $K_c \leq 1$: implique que le bassin versant à une forme circulaire.
- Si $K_c = 1.12$: implique que le bassin versant à une forme carrée.
- Si $K_c > 1.12$: implique que le bassin versant à une forme allongée.

Donc le bassin versant d'Oued Enkoucheest allongé et se rapproche d'un rectangle, ce qui induit un temps de concentration plus long.

- **Coefficient d'allongement :**

Ce coefficient est obtenu par la relation :

$$\mathbf{Ca=\frac{L^2}{S}\ (II.2)}$$

L : la longueur du talweg principal L=23 km

S : la superficie du bassin versant S=64 km²

$$Ca=8.27$$

- **Rectangle équivalent :**

C'est la transformation du bassin versant en un rectangle de longueur (L) et de largeur (l) en gardant la même surface, ceci permet la comparaison entre les bassins versant du point de vue influence de la forme sur l'écoulement. Les courbes de niveau sont des droites parallèles aux petits côtés du rectangle et l'exutoire est l'un de ces petits côtés.

Ainsi que, ces deux paramètres sont déterminés par les formules suivantes :

La longueur est donnée par la formule :

$$\mathbf{L= k_c\frac{\sqrt{s}}{1.128}\left(\sqrt{1-(\frac{1.128}{Kc})^2}+1\right)\ (II\text{-}3)}$$

La largeur est donnée par la formule :

$$\mathbf{l = \frac{P}{2} -L\ (II\text{-}4)}$$

L=15,23km

L= 6, 77 km

3. Hypsométrie du bassin versant :

La courbe hypsométrique est tracée selon les résultats des mesures de la répartition du bassin versant par tranche d'altitude, et surfaces partielles, cette courbe 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.

A partir de cette courbe on détermine les paramètres altimétriques :

- Altitude à 5% → $H_{5\%}$= 300 m
- Altitude à 50% → $H_{50\%}$=160 m
- Altitude a 95% → $H_{95\%}$=48 m
- L'altitude maximale est obtenue directement des cartes topographiques, elle correspond au point culminant : H_{max}=600m
- L'altitude minimale correspond à l'exutoire : H_{min}=11m
- L'altitude moyenne :H_{moy}=165m

A partir du tableau (II.1), le pourcentage des aires partielles est déterminé on et courbe hypsométrique est tracée sur laquelle l'altitude médiane est lue.

Tableau II.1: Coordonnées de la courbe hypsométrique

Tranche d'altitude	Surface en km^2	Surface cumulé en km^2	Surface cum(%)
11-66	7,41	7,41	11,55
66-114	12,16	19,57	30,51
114-157	12,66	32,23	50,24
157-199	12,51	44,74	69,74
199-245	9,81	54,55	85,03
245-305	6,14	60,69	94,61
305-397	2,52	63,21	98,53
397-600	0,94	64,15	100

La courbe hypsométrique est représentée sur la Figure II.1 :

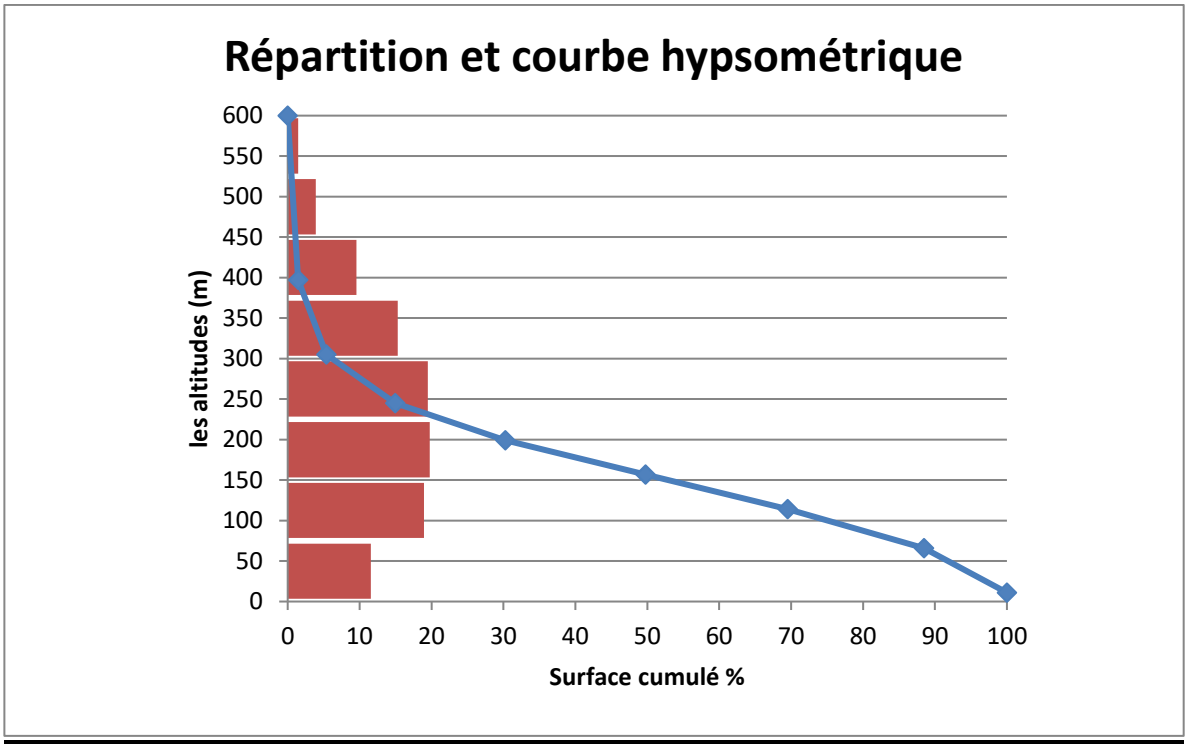


Figure II.1 : La courbe hypsométrique

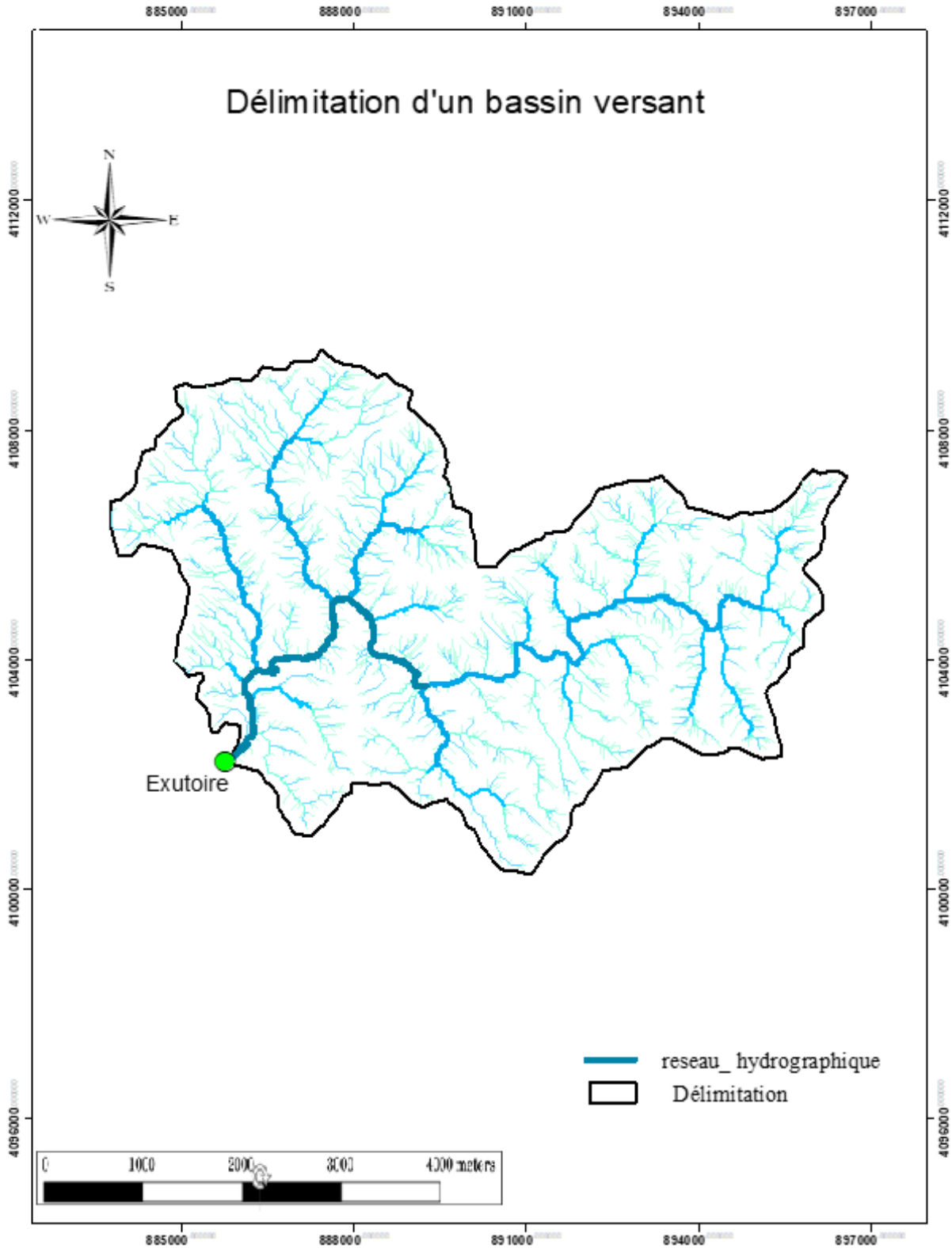


Figure II.2 : Le réseau hydrographique du bassin versant

II.3 Relief :

Le relief est l'ensemble des caractéristiques topographique de la zone d'étude,
détermine la façon dont l'eau s'écoule à partir d'un réseau hydrographique

A. Altitude médiane :

L'altitude médiane correspond à celle lue au point d'abscisse 50% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique :

H_{med}=160m

B. Altitude moyenne :

L'altitude moyenne se déduit directement de la courbe hypsométrique ou de la lecture d'une carte topographique. On peut la définir comme suit :

$$H_{moy} = \frac{\sum SiHi}{\bar{S}} \text{ (II.5)}$$

Si : la surface partielle entre deux courbes de niveau (km²)

Hi : altitude moyenne entre deux courbes de niveau successive (m)

$\bar{S}$: Superficie du bassin versant (km²)

H_{moy}=165.19 m

C. Indice de pente globale :

L'indice de pente globale est déterminé, à partir de la courbe hypsométrique en éliminant les valeurs extrêmes, de manière à ne garder que 90 % de l'aire du sous bassin. Pour cela on utilise la formule suivante :

$$I_g = \frac{D}{L} \text{ (II.6)}$$

Avec :

D = $H_{5\%}$-$H_{95\%}$

- D =252m

$$I_{g\%} = 16.55 \text{ m/km}$$

L : la longeur du rectangle équivalent

D : La dénivelée entre la hauteur de 5% et la hauteur 95%

L'ORSTOM : classe les reliefs selon la valeur d'Ig en différents catégories dans le tableau suivant :

Tableau II-2 : Classification des reliefs selon l'ORSTROM

Relief assez fort	$I_g \geq 35$ m/km
Relief fort	$20 < I_g < 35$ m/km
Relief modéré	$I_g \leq 20$ m/km

Selon la valeur d'Ig, on peut dire que le relief du bassin versant d'Oued Enkouche est modéré.

D. Indice de pente moyenne :

L'indice de pente moyenne est le rapport entre la dénivelée et la longueur de rectangle équivalent, La pente moyenne est une caractéristique importante du bassin, elle donne une bonne indication sur le temps de ruissellement des eaux.

Par définition Im est exprimé par le rapport :

$$I_{pm} = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \quad \textbf{(II-7)}$$

Avec :

H_{max} : L'altitude maximale du bassin versant (m) ;
H_{min} : L'altitude minimale du bassin versant (m) ;
L : longueur du rectangle équivalent (km).

$$I_{pm}=0.39\%$$

E. Indice de pente ROCHE I_p:

L'indice de pente ROCHE Ip est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondérée par les surfaces comprises entre 2 courbes de niveau Hi est Hi-1, il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{A_i - D_I} \quad \textbf{(II.8)}$$

L : longueur de rectangle équivalent (m)

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

Tableau II.3 : Détermination de la pente Roche I_p

Altitude	Di=Hi-Hi-1	Si	Ai=Si/S	$\sqrt{\text{Di. Ai}}$
m	m	Km²	%	%
11-66	55	7,41	11,55	0,25
66-114	48	12,16	18,96	0,30
114-157	43	12,66	19,74	0,29
157-199	42	12,51	19,51	0,28
199-245	46	9,81	15,30	0,26
245-305	60	6,14	9,42	0,24
305-397	92	2,52	3,93	0,19
397-600	203	0,94	1,47	0,17
somme		64,13		1,98

Alors :

I_p=0.25%

F. Dénivelée spécifique :

Elle sert à comparer les indices de pentes du bassin de superficie différentes, d'après la deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M appliquée à tout le bassin quel que soit sa surface. Elle est donnée par la formule :

$$D_s = I_g \times \sqrt{S} \quad \textbf{(II.9)}$$

Avec :

I_g: Indice de pente globale.

S : la surface du bassin versant

Tableau II.4: Classification O.R.S.T.O.M (type de relief) (Mémoire ENSH/5-0026-25)

Relief		**D_s(m)**
1	Très faible	**≤10**
2	Faible	**25**
3	Assez faible	**50**
4	Modéré	**100**
5	Assez modéré	**250**
6	Fort	**500**
7	Très fort	**>500**

Alors :

D_s=132.55m

D'après la classification de l'O.R.S.T.O.M. Le relief du bassin versant est assez modéré.

G. Pente moyenne du bassin versant :

$$\mathbf{I_{moy}} = \frac{\Delta H\ (0.5L_1 + L_2 + L_3 + \cdots\ldots\ldots + 0.5L_n}{S} \quad \textbf{(II-10)}$$

ΔH: Dénivelés entre deux courbes de niveaux successives (m).

L1, L2…Ln : les longueurs des courbes de niveaux (Km).

S : superficie du bassin versant (Km²)

Les résultats des mesures sont présentés dans le tableau II-5 :

Tableau II-5 : Evaluation de la pente moyenne

Courbe	Longueur (km)	ΔH (m)	S (km^2)	I_{moy}
100	28,58	100	64,13	95,30
200	25,86			
300	20,26			
400	17,21			
450	22,93			
600	8,51			

A.N : la pente moyenne de bassin est :

$$I_{moy} = 9.53\%$$

II.4 Caractéristiques hydrographiques :

Les caractéristiques hydrographiques sont l'ensemble des propriétés liées à la circulation et à la distribution de l'eau dans un bassin versant.

II.4.1 Le réseau hydrographique :

La restitution du réseau hydrographique est faite sur les mêmes cartes citées pour la détermination de l'altitude moyenne. Pour procéder au calcul de la densité de drainage, il faut classer les cours d'eau, il existe plusieurs classifications dont la plus courante est la classification de SCHUM. Dans cette classification de SCHUM est considéré « ordre (x+1) tout tronçon de rivière formé par la réunion de 02 cours d'eau d'ordre (x) ».

II.4.2 Densité de drainage :

C'est la longueur totale de tous les talwegs du bassin.

$$\mathbf{D_d = \frac{\sum L_i}{S}} \textbf{ (II-11)}$$

ΣLi : longueur totale des talwegs d'ordre i en (Km)

S : surface du bassin versant en (Km²).

Pour procéder à ce calcul, il faut classer les cours d'eau en utilisant la méthode de Schum.

$$D_d = 0.414 km/km^2$$

II.4.3 Coefficient de torrentialité :

Le coefficient de torrentialité « Ct » est calculé par l'expression suivante :

$$\mathbf{C_t = D_d * F_1} \quad \textbf{(II-12)}$$

F_1: le rapport entre le nombre des talwegs d'ordre 1 et la surface globale du bassin versant :

N1=4

$$\boldsymbol{F_1 = \frac{N_1}{S}} \quad \textbf{(II.13)}$$

C_t=0.03

II.4.4 Longueur moyenne des versants :

$$\mathbf{L_i = \frac{L}{2Dd}} \quad \textbf{(II.14)}$$

Dd : densité de drainage en (km/km²).

L : longueur du rectangle équivalent en (km).

L_i = 18.39 km.

II.4.5 Pente moyenne du cours d'eau :

La pente moyenne du bassin est calculée selon la relation suivante :

$$\mathbf{I=\frac{\Delta H}{\Delta L}} \quad \textbf{(II.15)}$$

ΔH: Différence d'altitude entre deux cours d'eaux suffisamment éloignés.
ΔL: La distance entre ces deux points.

I = 5.35%

II.4.6 Temps de concentration :

C'est le temps qu'effectue une particule d'eau pour parcourir la distance qui sépare l'exutoire du point du bassin le plus éloignée. Le temps de concentration Tc peut être calculé par plusieurs formules empiriques, entre autres :

a) Formule de GIANDOTTI :

$$\mathbf{T_c=\frac{4\sqrt{s}+1.5Lp}{0.8\sqrt{Hmoy-Hmin}}} \quad \textbf{(II.16)}$$

S: surface du bassin versant en (Km²).

L_p: Longueur du talweg principale en (Km).

H_{min} , H_{max}: Respectivement la hauteur moyenne et minimale du bassin versant.

Tableau II-6 : Temps de concentration.

Formules	T_c
Formule de GIANDOTTI	6,70

Alors :

T_c=6.7 heures

II.4.7 Vitesse moyenne de ruissellement :

Cette vitesse est donnée par la formule suivante :

$$V_R = \frac{L_P}{T_C} \quad \textbf{(II-19)}$$

Lp : longueur du talweg principale.

TC : temps de concentration.

V_R =3.43 km/h

TableauII.7 : Les résultats des caractéristiques hydrographiques du bassin versant

Désignation		**Symbole**	**Unité**	**Valeur**
Surface		S	Km^2	64
Périmètre		p	km	44
Longueur du talweg		L	km	23
Indice de compacité		K_C	-	1.37
Coefficient d'allongement		C_a	-	8.27
Rectangle équivalent	Longueur	L	Km	15.23
	Largeur	l	Km	6.77
Altitudes	Max	H_{max}	m	600
	Moy	H_{min}	m	165
	Méd	$H_{méd}$	m	160
	Min	H_{min}	m	11
Pente moyenne du BV		I_m	%	9.53
Pente moyenne du cours d'eau		I	%	5.53
Indice de pente globale		I_g	%	0.17
Dénivlée spécifique		D_s	m	132.55
Indice de pente de Roche		I_p	%	0.25
Indice de pente moyenne		I_{pm}	%	0.39
Densité de drainage		D_d	Km/km^2	0.414
Temps de concentration		T_c	h	6.7
Vitesse de ruissèlement		V_r	Km/h	3.43

II.5 Caractéristique climatologique :

Les caractéristiques climatologiques se référant aux donnes, et aux éléments qui décrivent le climat d'une région donnée sur une période de temps.

II.5.1 Régime climatique :

L'Est Algérien est la région la plus variée du pays sur le plan climatique. Les bilans hydrologiques de cette région sont influencés par les nuances de climat. Deux paramètres définissent essentiellement ces variations : la pluviométrie qui conditionne l'alimentation des cours d'eau et l'évaporation qui conditionnent les pertes ou retours de l'eau à l'atmosphère.

Schématiquement, les précipitations décroissent du littoral vers l'intérieur suivant un gradient latitudinal, altéré par l'effet orographique de l'Atlas Saharien avant de s'accentuer à nouveau dans le Piémont Saharien où les pluies se raréfient. La wilaya de Skikda appartient aux domaines bioclimatiques humide et subhumide. Les domaines bioclimatiques sont définis à partir des combinaisons pluviothermiques. Cinq grands types de bioclimats méditerranéens ont ainsi été déclinés en fonction de la pluviométrie annuelle et de l'humidité de l'air : humide (Pluviométrie annuelle P>900 mm, forte humidité de l'air), subhumide (P>600 mm), semi- aride (P>300-350 mm, net déficit hydrique), subaride (P<350 mm, nombre de mois secs > nombre de mois humides) et aride (P< 150 mm, 12 mois biologiquement secs).

Une carte simplifiée des zones bioclimatiques a été extraite de cette classification (Figure II-3, source ANBT). La zone de l'étude est située à la fois dans les domaines humides et subhumides.

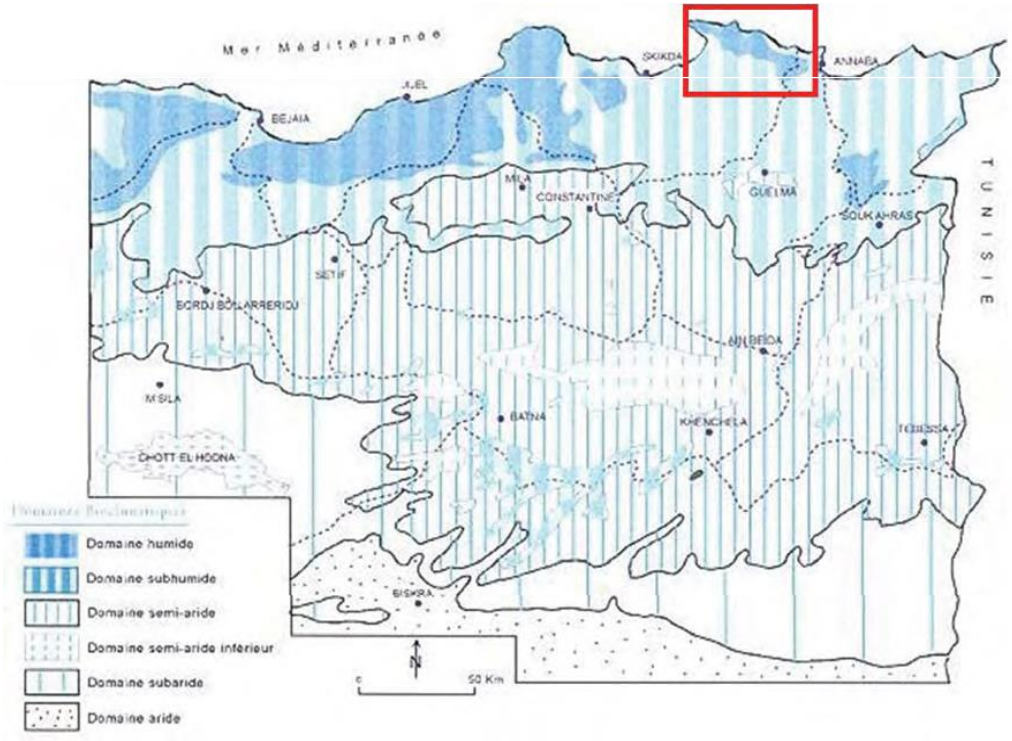


Figure II.3 : Carte simplifiée des zones bioclimatiques de l'Est algérien [Mebarki, 2005]

Le relief de la région de l'étude est surtout marqué par le Tell Maritime dans lequel la lithologie dominante est composée de flysch, grès, argiles et sols. La région est soumise à un climat humide à subhumide. La pluie annuelle moyenne du bassin Côtier Centre est de 952 mm par an.

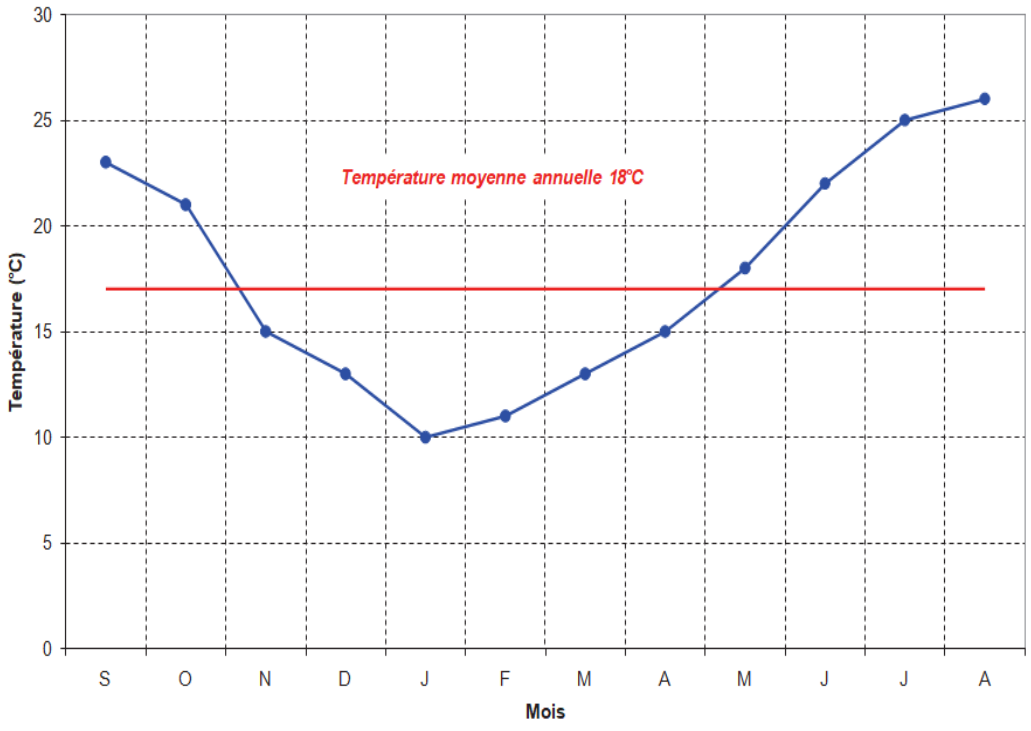
Le couvert végétal est principalement composé de forêts et maquis ainsi que de systèmes de cultures méditerranéennes.

II.5.2 Température :

Les températures moyennes mensuelles au voisinage du projet d'aménagement sont données dans la Table II-8 ci-dessous. Les valeurs retenues ont été extraites des cartes de températures moyennes de l'A.N.R.H. Les températures moyennes sont les mêmes au barrage et à la prise d'eau. L'évolution des températures mensuelles au cours de l'année dans la région de l'étude est présentée sur la Figure II-4. Les mois de juin à octobre sont les mois les plus chauds avec un pic de chaleur en août. Le mois de janvier est le mois le plus froid de l'année.

Table II.8 : Températures moyennes mensuelles

	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	An
T (°C)	23	21	15	13	10	11	13	15	18	22	25	26	18



FigureII.4 : Evolution des températures moyennes mensuelles.

II.5.3 Evaporation :

Le Tableau II-9 détaille les valeurs mensuelles moyennes d'évapotranspiration et d'évaporation sur le plan d'eau. Ces valeurs ont été extraites des cartes de l'A.N.R.H (voir Figure II.5). L'évaporation est relativement faible en saison froide et forte en saison chaude.

Table II.9: Evaporations moyennes mensuelles

(en mm)	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	An
ETP	130	90	50	40	40	50	90	120	140	170	190	170	1280
Evaporation plan d'eau	104	72	40	32	32	40	72	96	112	136	152	136	1024

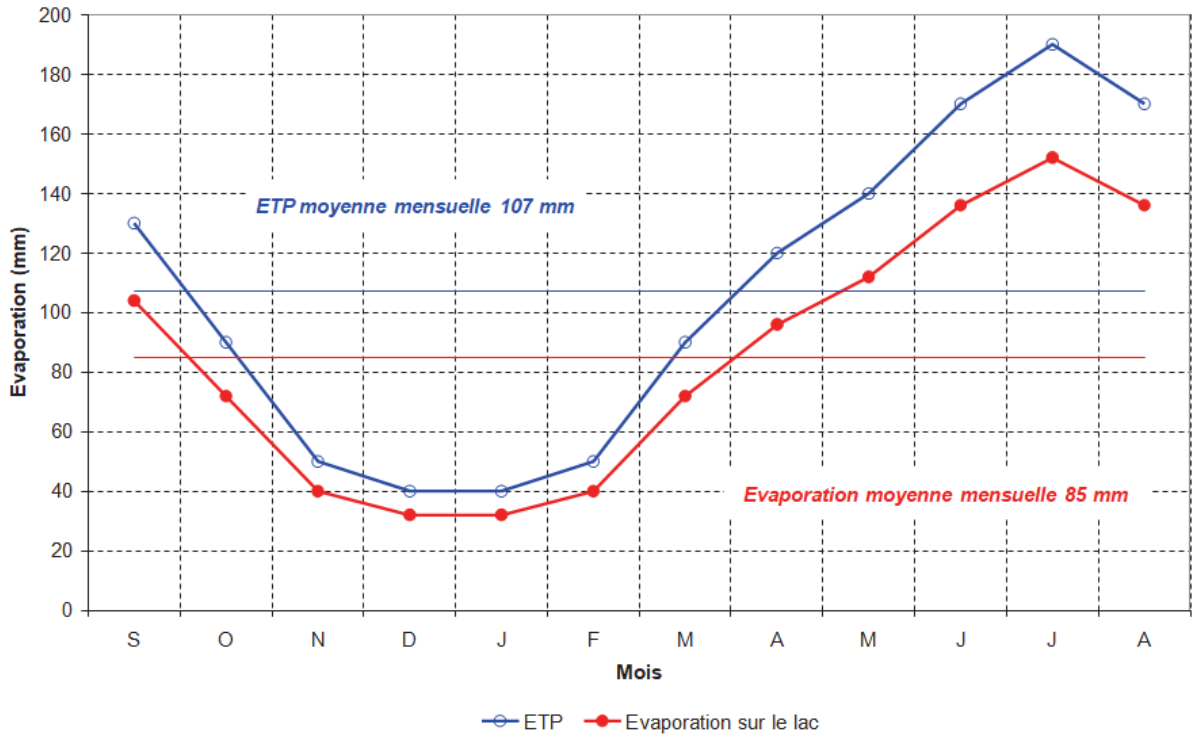


Figure II.5 : Evolution des évaporations moyennes mensuelles.

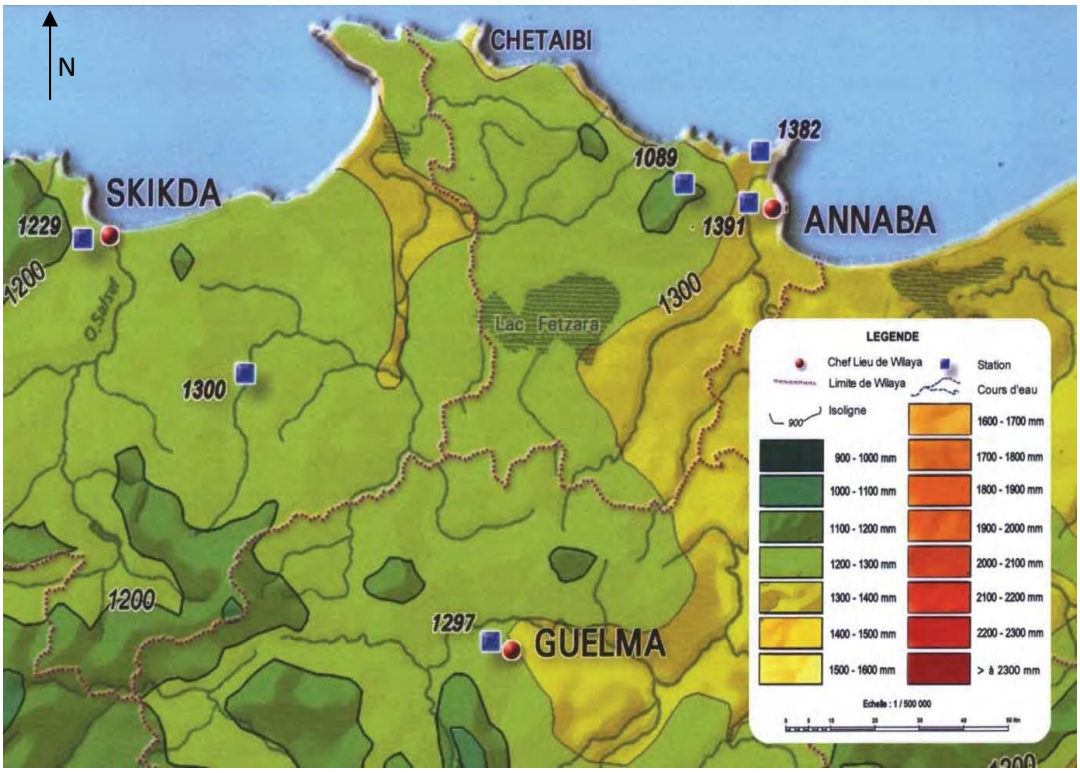


Figure II-6 : Carte de l'évapotranspiration moyenne annuelle de la zone d'étude [A.N.R.H]

II.5.4 Pluviométrie :

La pluviométrique est une caractéristique climatologique qui se réfèrent a la mesure de la quantité de précipitation tombant sur une région spécifique sur une période donnée.

II.5.5 Régime pluviométrique :

La carte des précipitations annuelles moyennes de l'Est Algérien [7] (voir Figure II-7) permet de faire ressortir les tendances de diminution de la pluviométrie annuelle depuis la mer Méditerranée vers le Sud du pays. La répartition spatiale des précipitations et la structure des régimes pluviométriques sont essentiellement influencées par deux facteurs :

- **Un facteur géographique :** en fonction de l'éloignement par rapport à la mer, de l'altitude, de l'exposition des versants aux vents pluvieux du Nord-Ouest.

- **Un facteur météorologique :** en fonction du déplacement des masses d'air polaire océanique, froid et humide, des masses d'air tropical chaud et humide de l'Atlan.

Les précipitations algériennes font l'objet d'une très forte irrégularité interannuelle.
Deux régimes de pluie se distinguent principalement sur le Nord-Est algérien :

- Un régime méditerranéen depuis le littoral jusqu'aux chaines telliennes. Ce sont des précipitations de type cyclonique qui tombent principalement en hiver entre le mois de décembre et le mois de février, fournissant plus de la moitié de la lame de précipitation annuelle totale.

- Un régime subtropical localisé essentiellement au Sud.

Le régime pluviométrique est caractérisé par des mois secs très marqués en juillet - août. Le mois le plus pluvieux est variable en intensité et en époque.

La zone de l'étude, comprise à la fois dans les zones littorales et sub-littorales, se caractérise par un régime monomodal : le mois le plus humide est placé en hiver (décembre ou janvier). Une zone de transition suit ce régime monomodal avec le maximum en hiver et un maximum secondaire au printemps. Enfin, la zone intérieure est caractérisée par un régime bimodal avec un premier maximum en automne – hiver et un second maximum au printemps.

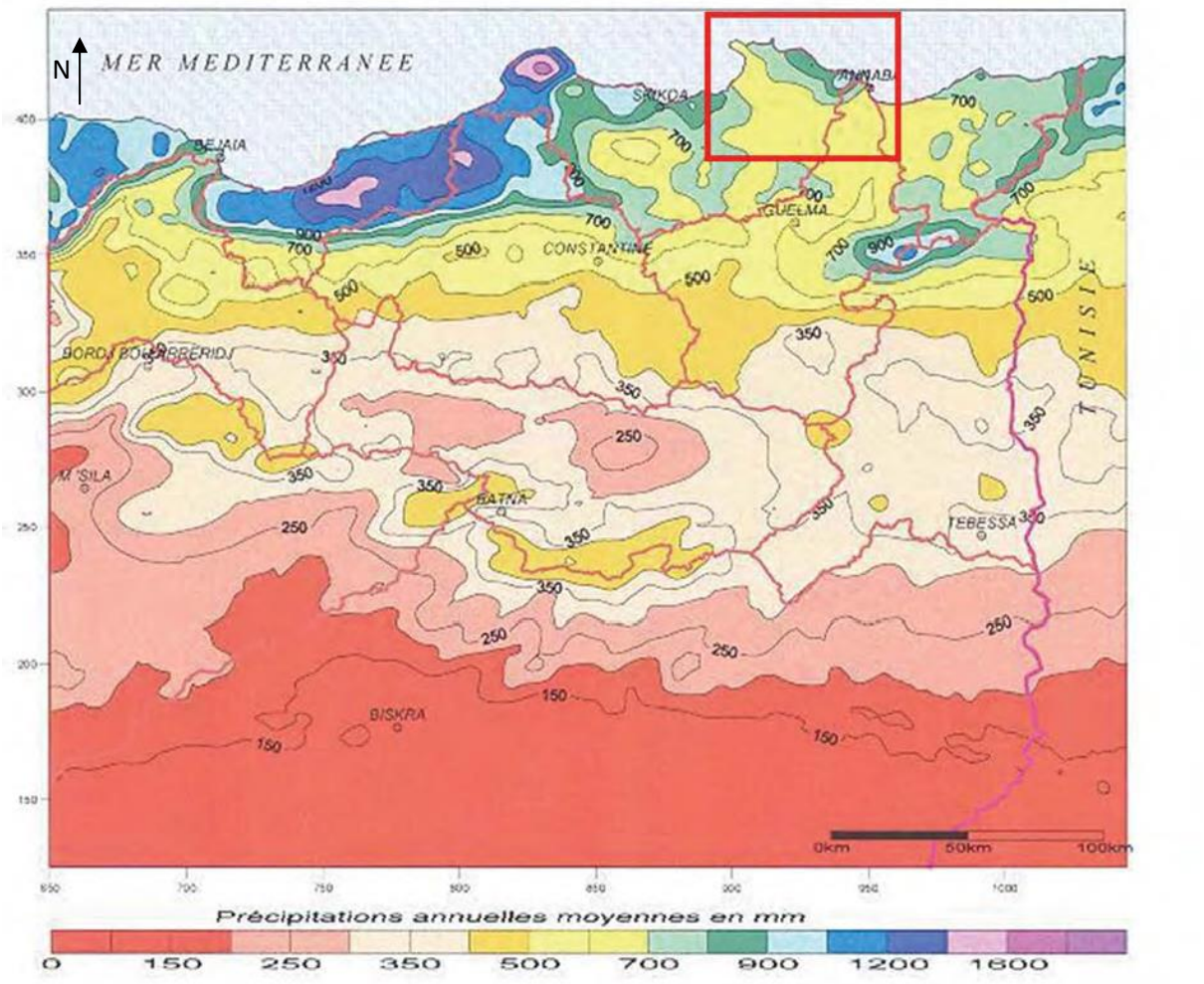


Figure II.7 : carte des précipitations annuelles moyennes de l'Est algérien [A.N.R.H, 1993]

II.5.6 Donnés disponible :

Les deux stations pluviométriques situées pochent de la zone d'étude dans le Table II-9. Cette étude, se base sur les données pluviométriques de Berrahal. En effet, si la station le plus proche du projet d'aménagement dont la chronique de données couvre avec un taux de lacune acceptable une vingtaine d'années comme illustré dans la figure II-8. Les autres données pluviométriques servent à conclure quant à l'homogénéité de la pluviométrie de la région.



Figure II.8 : La station le plus proche du projet d'aménagement [ANRH]

Tableau II.10 : Stations pluviométriques situées pochent de la zone d'étude

Poste pluviométrique	**Code Station**	**Altitude (m)**	**Période d'observation**	**Pluie moyenne annuelle**	**Nombre d'années disponibles**
Ain Charchar	03.12.01	34	1979 - 2004	687	25
Berrahal	03.13.02	100	1990 - 2010	634	20

Tableau II-11 : Les précipitations moyennes mensuelles.

MOIS	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Totale
Pluies moy mensuelle (mm)	56.195	17.57	108.8	141.515	110.815	25.335	62.925	66.14	48.495	10.845	1.905	5.41	655.95
Pourcentage (%)	8.56	2.68	16.58	21.57	16.89	3.86	9.59	10.08	7.39	1.65	0.29	0.82	100%

La répartition mensuelle des pluies moyennes interannuelle a été établie sur la base de la série des précipitations à la station de Berrahal (03.13.02) sur la période (1990-2010), elle est donnée par le tableau ci-dessous :

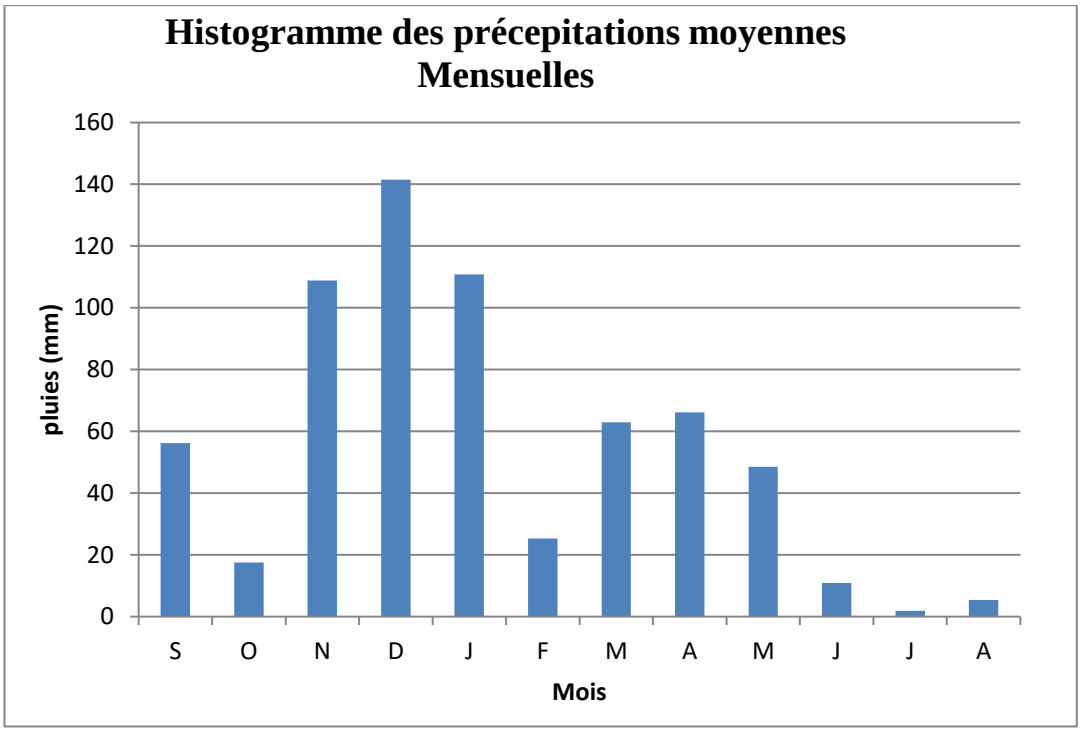


Figure II.9 : Répartition mensuelle de la précipitation

II.6 Les précipitations maximales journalières :

Les pluies maximales journalières jouent un rôle prépondérant dans la formation des crues, on utilise la série de Berrahal (03.13.02) comme une série d'observation de 20 années (1990-2010) Pour cela, il est important d'effectuer un ajustement statistique d'une loi de probabilité à la série d'observation afin de déterminer les précipitations maximales journalières fréquentielles. La série des pluies maximales journalières de la station Berrahal et représente dans l'annexe B.

II.6.1 Ajustement des pluies maximales journalières :

L'ajustement des pluies maximales journalières effectue à l'aide de logiciel de "HYFRAN PLUS".

II.6..1. 1 Ajustement par la loi de GUMBEL :

L'ajustement par la loi de Gumbel est une méthode statistique utilisée pour estimer les paramètres d'une distribution de valeurs extrêmes.

Pour ajuster une distribution de données à la loi de Gumbel, on utilise généralement la méthode des moments ou la méthode du maximum de vraisemblance. La méthode des moments consiste à égaler les moments empiriques (moyenne et variance) avec les moments théoriques de la loi de

Gumbel pour estimer les paramètres μ et β. La méthode du maximum de vraisemblance est une approche plus avancée qui maximise la probabilité d'observer les données réelles sous l'hypothèse que ces données suivent une distribution de Gumbel.

L'équation de la droite de GUMBEL:

$$P_J\text{max}=\frac{1}{\propto} Y+x_0 \quad \textbf{(II-20)}$$

Y : variable de la droite de GUMBEL

$$\textbf{Y=-[ln (-ln (F(x))] (II-21)}$$

$$\textbf{F(x)=}\frac{m-0.5}{N} \quad \textbf{(II-22)}$$

m: l'ordre de classement;

N: taille de l'échantillon;

$\frac{1}{\propto}$, x_0 : Sont déterminé par la méthode des moindres carrées.

La droite de GUMBEL est donnée dans la figure (II-10). Les résultats de calcul de fréquences expérimentales et des valeurs théoriques sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II-12 : résultats d'ajustement par la loi de GUMBEL

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence	Pluies max journ (mm)	Ecart type	Confidence intervalle (95%)
10000.0	0.9999	44.1	5.2	31.4-48.2
2000.0	0.9995	39.4	4.3	29.5-43.2
1000.0	0.9990	37.3	3.9	28.6-41.1
200.0	0.9950	32.6	3.1	26.4-36.2
100.0	0.9900	30.5	2.7	25.4-34.0
50.0	0.9800	28.4	2.3	24.4-31.7
20.0	0.9500	25.7	1.8	22.8-28.7
10.0	0.9000	23.6	1.4	21.5-26.3
5.0	0.8000	21.3	1.1	19.9-23.6
3.0	0.6667	19.6	0.8	18.4-21.5
2.0	0.5000	18.0	0.6	16.9-19.6

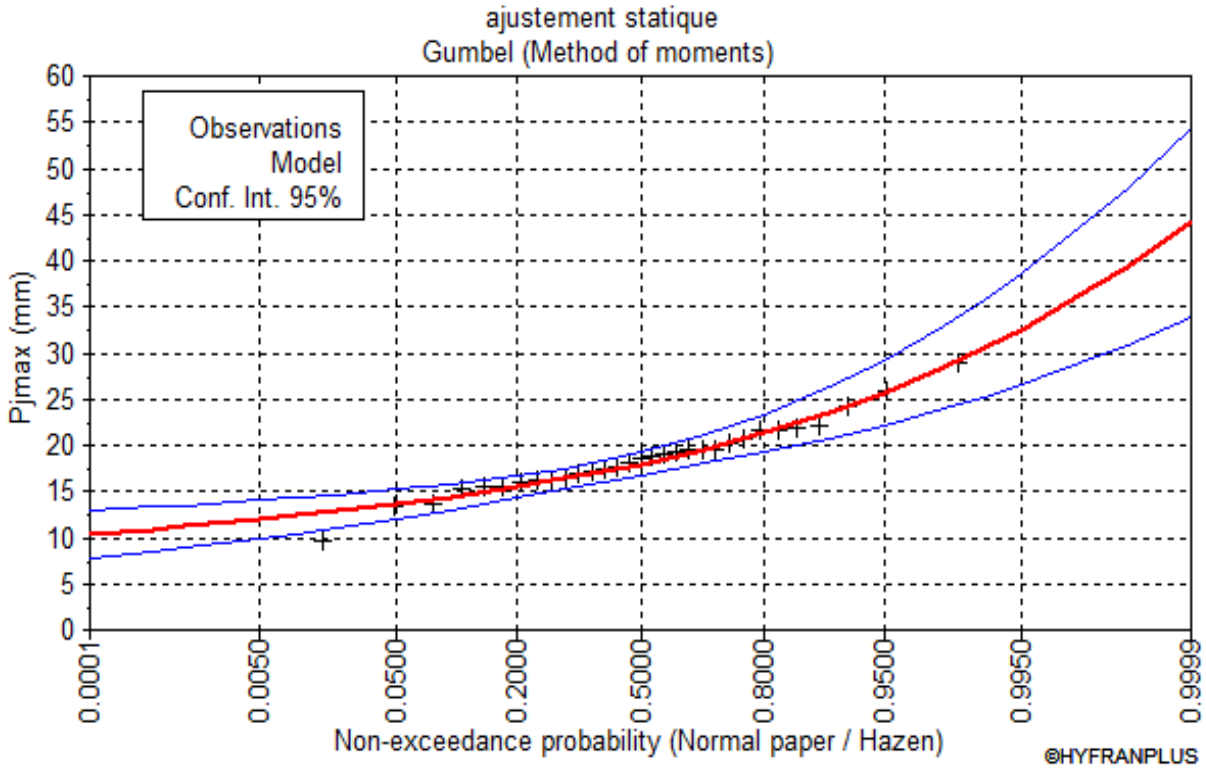


Figure II-10 : Graphe d'ajustement par la loi de GUMBEL (papier normale).

Tableau II-13 : Comparaison des caractéristiques de la loi de GUMBEL et de l'échantillon.

.

Paramètre	Caractéristique de la loi	Caractéristique de l'échantillon
Nombre d'observation	31	31
Minimum	/	9.65
Maximum	/	28.9
Moyenne	18	18.6
Ecart type	3.79	3.79
Médiane	18	18.6
Coefficient de variation Cv	0.204	0.204
Coefficient d'asymétrie Cs	1.14	0.421
Coefficient d'aplatissement Ck	2.4	3.66

II.6..1. 2 L'ajustement par la loi de Galton (log normal) :

Paramètres d'ajustement à la loi Log normale :

$$\overline{\log P_{max\,j}} = \frac{\sum(\log P_{j\,max} - \overline{\log P_{j\,max}})^2}{N} \quad \textbf{(II-23)}$$

$$logP_{jmax} = \overline{\log P_{jmax}} + \partial_{log} U_{P\%} \quad \textbf{(II-24)}$$

Avec :

UP% : variable de GAUSS pour différentes fréquences.

Tableau II-14 : résultats d'ajustement par la loi de log normale

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence	Pluies max journ (mm)	Ecart type	Confidence intervalle (95%)
10000	0.9999	39.8	4.3	31.4-48.2
2000	0.9995	36.4	3.5	29.5-43.2
1000	0.9990	34.9	3.2	28.6-41.1
200	0.9950	31.3	2.5	26.4-36.2
100	0.9900	29.7	2.2	25.4-34.0
50	0.9800	28.1	1.9	24.4-31.7
20	0.9500	25.7	1.5	22.8-28.7
10	0.9000	23.9	1.2	21.5-26.3
5	0.8000	21.8	1.0	19.9-23.6
3	0.6667	20	0.8	18.4-21.5
2	0.5000	18.2	0.7	16.9-19.6

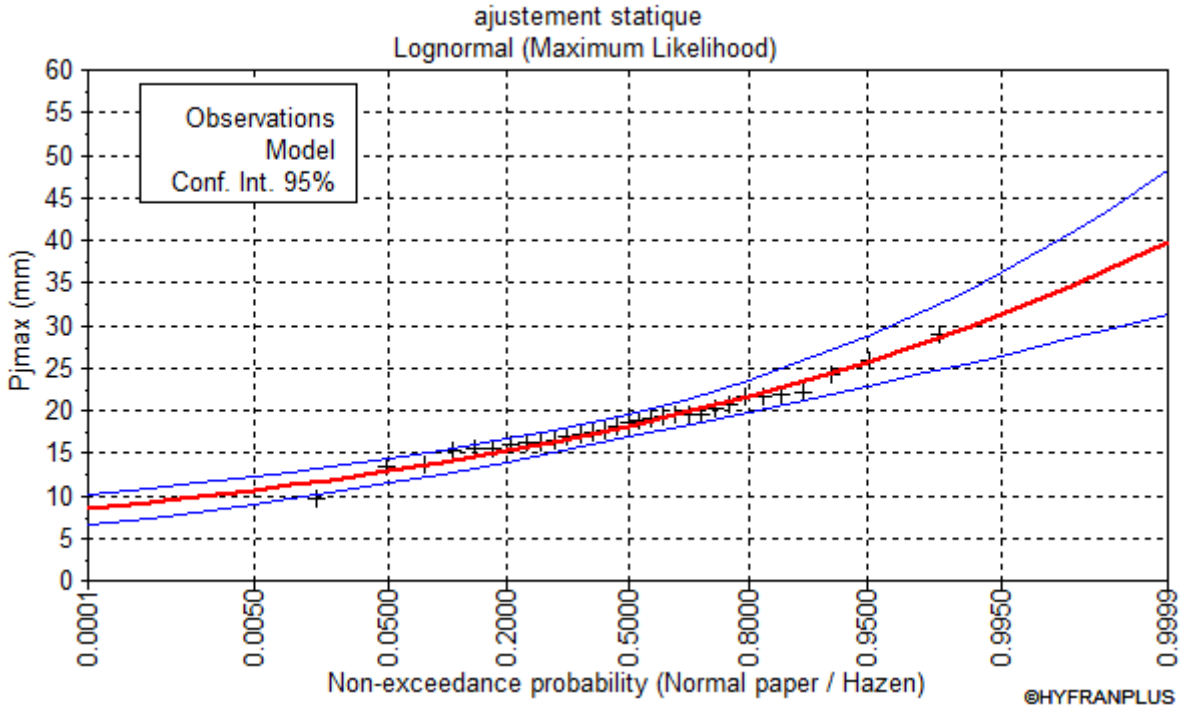


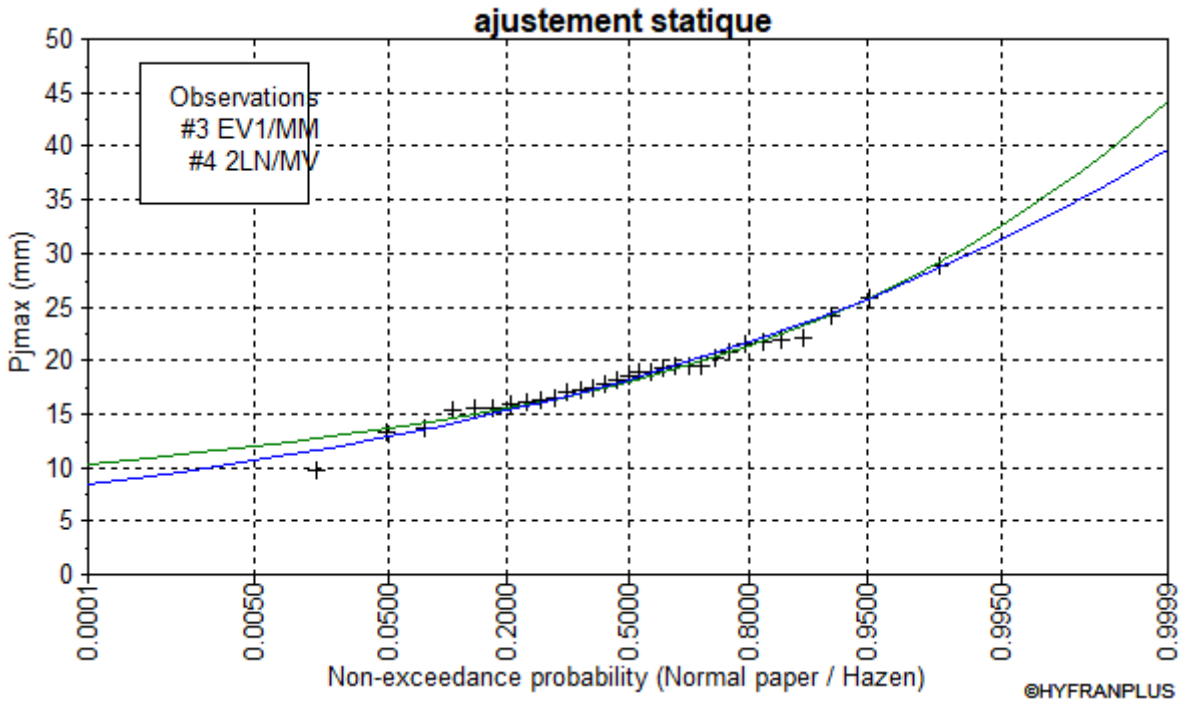
Figure II-11 : Graphe d'ajustement par la loi de log normal.

Tableau II-15 : Comparaison des caractéristiques de la loi de log normale et de l'échantillon.

Paramètre	Caractéristique de la loi	Caractéristique de l'échantillon
Nombre d'observation		31
Minimum	0	9.65
Maximum	/	28.9
Moyenne	18.6	18.6
Ecart type	3.95	3.79
Médiane	18.2	18.6
Coefficient de variation Cv	0.212	0.204
Coefficient d'asymétrie Cs	0.646	0.421
Coefficient d'aplatissement Ck	3.75	3.66

II.6..1. 3 Comparaison entre les lois d'ajustement :

Voici le graphe de comparaison entre la loi de GUMBEL et la loi de log normale



Loi de log normale

Loi de GUMBEL

Figure II-12 : Graphe de comparaison entre la loi de GUMBEL et la loi de log normale.

D'apres la comparaison ,on conclut que la pluie maximale journaliére suit la loi de log normale car tous les points dans l'intervalle de confiance.

II.6.2 Pluies de courte durée :

Le calcul des pluies de courte durée pour une différente fréquence effectuée a l'aide de la relation de body (période donnée 24 h) :

$$P_{cr} = P_{Jmax}\left(\frac{t}{24}\right)^{b} \quad \textbf{(II-25)}$$

P_{cr}: Pluies de courte durée (mm) de fréquence égale à celle de Pjmax.

Pmaxj: pluies maximales fréquentielles.

T : temps en heures.

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

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

$$I_t = \frac{P_{cr}}{t} \quad \textbf{(II-26)}$$

Les résultats de calcul dans le tableau suivant :

Tableau II.16: Intensité pour les différentes fréquences.

Période de retour	**1000**		**100**		**50**		**20**		**10**	
Fréquence	**0,1**		**1**		**2**		**5**		**10**	
Pluies maxj	**34.9**		**29.7**		**28.1**		**25.7**		**23.9**	
T(heures)	**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	6.87	13.74	5.48	10.96	5.53	11.06	5.06	10.12	4.70	9.40
1	9.19	9.19	7.82	7.82	7.40	7.40	6.76	6.76	6.29	6.29
1,5	10.89	7.26	9.27	6.18	8.77	5.85	8.02	5.35	7.46	4.97
2	12.29	6.15	10.46	5.23	9.90	4.95	9.05	4.53	8.42	4.21
2,5	13.50	5.40	11.49	4.60	10.87	4.35	9.94	3.98	9.24	3.70
3	14.57	4.86	12.40	4.13	11.73	3.91	10.73	3.58	9.98	3.33
3.5	14.55	4.16	13.23	3.78	12.52	3.58	11.45	3.27	10.65	3.04
4	16.44	4.11	13.99	3.50	13.24	3.31	12.11	3.03	11.26	2.82
4.5	17.28	3.84	14.70	3.27	13.91	3.09	12.72	2.83	11.83	2.63
5	18.06	3.61	15.37	3.07	14.54	2.91	13.30	2.66	12.37	2.47
5.5	18.80	3.42	16.00	2.91	15.13	2.75	13.84	2.52	12.87	2.34
6	19.50	3.25	16.59	2.77	15.70	2.62	14.36	2.39	13.35	2.23
6.5	20.16	3.10	17.16	2.64	16.23	2.50	14.85	2.28	13.80	2.12
7	20.80	2.97	17.70	2.53	16.75	2.39	15.32	2.19	14.24	2.03
7.5	21.41	2.85	18.22	2.43	17.24	2.30	15.77	2.10	14.66	1.96
8	22.00	2.75	18.72	2.34	17.71	2.21	16.20	2.03	15.07	1.88
8.5	22.57	2.66	19.21	2.26	18.17	2.14	16.62	1.96	15.45	1.82
9	23.12	2.57	19.67	2.19	18.61	2.07	17.02	1.89	15.83	1.76
9.5	23.65	2.49	20.12	2.12	19.04	2.00	17.41	1.83	16.19	1.70
10	24.16	2.42	20.56	2.06	19.45	1.95	17.79	1.78	16.55	1.66
11	25.15	2.29	21.40	1.95	20.25	1.84	18.52	1.68	17.22	1.57
12	26.09	2.17	22.20	1.85	21.00	1.75	19.21	1.60	17.86	1.49
13	26.98	2.08	22.96	1.77	21.72	1.67	19.87	1.53	18.47	1.42

14	27.83	1.99	23.68	1.69	22.41	1.60	20.49	1.46	19.06	1.36
15	28.65	1.91	24.38	1.63	23.07	1.54	21.10	1.41	19.62	1.31
16	29.44	1.84	25.05	1.57	23.70	1.48	21.68	1.36	20.16	1.26
17	30.19	1.78	25.70	1.51	24.31	1.43	22.23	1.31	20.68	1.22
18	30.93	1.72	26.32	1.46	24.90	1.38	22.78	1.27	21.18	1.18
19	31.64	1.67	26.92	1.42	25.47	1.34	23.30	1.23	21.67	1.14
20	32.33	1.62	27.51	1.38	26.03	1.30	23.81	1.19	22.14	1.11
21	33.00	1.57	28.08	1.34	26.57	1.27	24.30	1.16	22.60	1.08
22	33.65	1.53	28.63	1.30	27.09	1.23	24.78	1.13	23.04	1.05
23	34.28	1.49	29.17	1.27	27.60	1.20	25.24	1.10	23.48	1.02
24	34.9	1.45	29.7	1.24	28.1	1.17	25.7	1.07	23.9	1.00

II.7 Evaluation des apports liquides :

Dans la zone d'étude on n'a pas de stations hydrométriques, pour cela on va utiliser les méthodes empiriques dans le cas des petits bassins versant.

II.7.1 Apports moyens interannuels :

- **Formule de l'ANRH :**

L'apport moyen interannuel donné par la formule suivante :

$$A_0 = 0.915 . P^{2.684} . S^{0.842} \quad \text{(II-27)}$$

P : précipitation moyenne (m).

S : superficie (en Km^2).

- **Formule de SAMIE :**

$$A = L_e . S \quad \text{(II-28)}$$

$$L_e = P^2 \ (293\text{-}2.2\sqrt{S}) \quad \text{(II-29)}$$

Où :

Le : lame d'eau écoulée (mm).

P : précipitation moyenne (m).

S: la superficie en Km^2du bassin versant.

- **Formule de MEDINGER :**

$$L_e = 1.024(P - 0.26)^2 \quad \textbf{(II-30)}$$

P : précipitation moyenne (m).

Le : lame d'eau écoulée (mm).

A = $L_e . S$

- **Formule de TURC :**

$$L_e = P - \frac{P}{\sqrt{0.9+\frac{P^2}{L^2}}} \quad \textbf{(II-31)}$$

Avec :

$$L = 300+25T_0+0.05\,(T_0)^3 \quad \textbf{(II-32)}$$

T_0: Température moyenne dans la zone d'étude.T_0=17.7°c

A = $L_e . S$

Les résultats dans le tableau suivant :

Tableau II.17: Apports moyens interannuels

Formule ANRH	19.62
Formule de SAMIE	12.73
Formule de MEDINGER	22.81
Moyenne	18.39

D'après ces résultats on adopte finalement la valeur ANRH qui est la plus proche de la moyenne des autres valeurs, c'est-à-dire :

$$A=19.62 hm^3$$

II.7.2 Répartition mensuelle de l'apport moyen :

Le calcul se fait par la formule suivante :

$$\mathbf{Q_m = P_m .C_e.S \ (II\text{-}33)}$$

Ce : coefficient d'écoulement.

Pm : pluie mensuelle.

L_e: Lame écoulée.

P : pluie moyenne annuelle.

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

Q_m: Apport liquide mensuel (hm^3).

Les résultats de calcul dans le tableau suivant :

Tableau II.18: Répartition mensuelle de l'apport moyen.

MOIS	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Totale
Pluies moy mensuelle (mm)	56.195	17.57	108.8	141.515	110.815	25.335	62.925	66.14	48.495	10.845	1.905	5.41	655.95
Pourcentage (%)	8.56	2.68	16.58	21.57	16.89	3.86	9.59	10.08	7.39	1.65	0.29	0.82	100%
Apports (Hm^3)	1.68	1.51	3.25	4.23	3.31	0.76	1.88	1.98	1.45	0.32	0.06	0.16	19.62

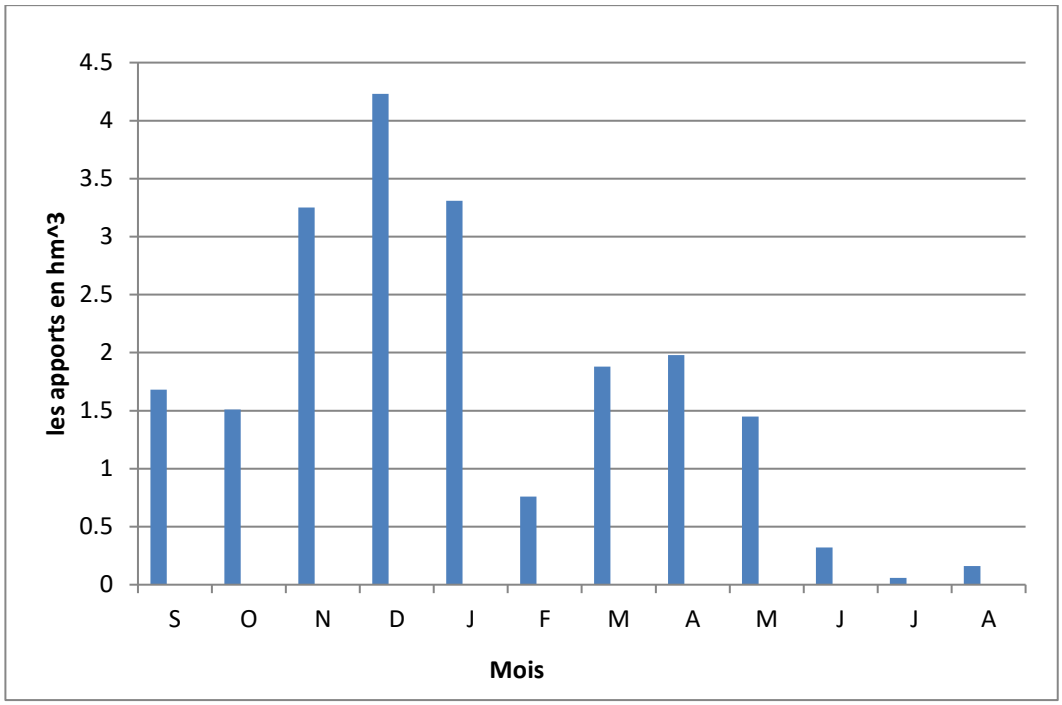


Figure II-13 : Répartition mensuelle de l'apport moyen.

II.7.3 Caractéristiques de l'écoulement :

Module de l'écoulement M_e :

Exprimé par la formule suivante :

$$M_e = \frac{Amoy}{T} \quad \text{(II-34)}$$

A_{moy} : apport moyen annuel du site.

T : temps d'une année en secondes, T=31536000 s.

Alors :

M_e=622.15 l/s

Module de l'écoulement relatif :

$$M_0 = \frac{Me}{S} \quad \text{(II-35)}$$

M_e : module de l'écoulement (l/s).

S : superficie du bassin (km^2).

M_0=9.72 l/s/km^2

- **Lame d'eau écoulé L_e :**

$$L_e = = \frac{Amoy}{S} \text{ (II-36)}$$

A_{moy} : apport moyen annuel du site.

S : superficie du bassin versant (km2).

L_e= 306.56 mm

- **Coefficient de l'écoulement C_e :**

$$C_e = \frac{L_e}{Pmoy} \text{ (II-37)}$$

L_e= lame d'eau écoulé en mm.

P_{moy}= pluie moyenne annuelle en mm.

C_e=0.36 = 36%

II.7.4 Calcul du coefficient de variation :

Le coefficient de variation calcul par les formules empiriques suivantes :

- **Formule de PADOUN :**

$$C_v = K. \frac{0.93}{M_0^{0.23}}. \text{ (II-38)}$$

Avec : 0.25 < k < 1, on prend K=0.7.

M_0: Débit ou module spécifique (l/s/km^2).

- **Formule d'Antonov :**

$$C_v = \frac{0.78}{(S+1000)^{0.097}} \text{ (II-39)}$$

- **Formule de Sokolovski - Chevelev:**

$$C_v = 0.78\text{-}0.291 \text{ Log } (M_0) - 0.063 \text{ Log } (S+1) \quad \text{(II-40)}$$

S: superficie du bassin versant.

M_0: Débit ou module spécifique (en l/s/km^2).

Les valeurs de coefficient de variation dans le tableau suivant :

Tableau II-19 : Récapitulation des coefficients de variation de l'écoulement

Formules	C_v
PADOUN	0.39
Sokolovski –Chevelev	0.38
Antonov	0.40
Moyenne	0.39

La valeur de C_v=0,39 obtenue par la formule de **PADOUN** est finalement adoptée.

II.7.5 Les apports fréquentiels :

- **À partir de la loi de Pearson :**

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

$$A80\% = [(CV . F80\%) + 1].A_0 \quad \text{(II-41)}$$

FP% est la fonction de Rybkine-Foster pour une fréquence donnée tirée de la table. Pour une fréquence de 80% = -0.85 ;

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

$$A80\% = 13.12 hm^3$$

II.7.6 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 $A_{80\%} = 13.12 hm^3$

Tableau II-20 : Répartition des Apports mensuelles de fréquence 80%.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
APPORT A80%	1.12	0.35	2.18	2.83	2.22	0.51	1.26	1.32	0.97	0.22	0.04	0.11

La répartition mensuelle de l'apport 80% présenté dans la Figure II-14 :

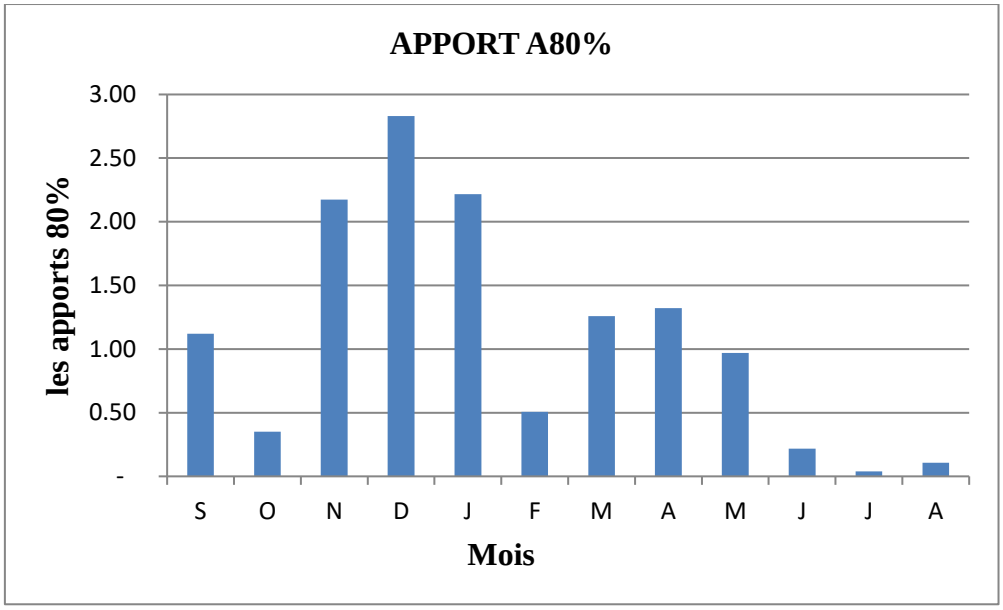


Figure II-14 : La répartition mensuelle de l'apport 80%.

II.8 Les apports solides :

C'est la quantité des sédiments (ou débit solide) transporté par un cours d'eau.

II.8.1 Modes du transport solide :

L'ensemble du transport des particules qui passent dans une section du cours d'eau est appelé "transport solide total de sédiments". Ces sédiments sont acheminés par différents modes :

- Le charriage : il concerne les particules relativement grandes (sables, gravier, galets et blocs) ayant un diamètre supérieur à 1 mm. Dans ce mode, les particules restent en contact étroit avec le fond et se déplacent en glissant, roulant ou sautant.

-En suspension : Les particules relativement fines (argiles, limons, sables fins) de taille micronique se déplacent en suspension. Dans ce mode, ces particules restent occasionnellement en contact avec le fond du cours d'eau, se déplaçant par bonds tout en étant souvent entourées d'eau.

II.8.2 Application des formules empiriques :

Parmi les relations le plus utilisé en Algérie, la formule de Texiront :

- **Formule de Tixeront :**

Donne les apports solides spécifiques en fonction de l'apport moyen annuel (mm) et la

$$T_{S=}=\alpha L_0^{0.15} \text{ (II-42)}$$

T_s: L'apport solide moyen annuel en suspension exprimé en t/km²/an.

A : lame ruisselée exprimée en mm (306.56mm).

α : paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant $,\alpha = 350$ (faible à moyenne).

T_s= 826.12 t/km^2/ans

II.8.3 Débit solide :

$$Q_S= T_S * S \text{ (II-43)}$$

Qs : débit solide en t/an.

Es : transport solide.

S : Surface du bassin versant en Km².

S= 64 Km^2.

Q_S= 52871.95 t/an

II.8.4 Calcul du volume mort :

Le volume mort est un volume constant qui ne participe pas à la régularisation des débits, et accumule les sédiments du barrage. Il dépend du délai de service de l'ouvrage.

- **Formule de TIXERONT :**

$$V_m = (1.05 \div 1.1) * \frac{Q_s * T}{\tau} \quad \text{(II-44)}$$

Qs : Le débit solide (t/an).

τ : Poids spécifiques des sédiments, ($\tau = 1.7$ t/m^3).

T : temps de fonctionnement de la retenue, (T=50ans).

V_m= 1710563.09m^3

Alors le volume mort pour un délai de service de la retenue de 50 ans est de 1.7 Mm^3.

II.9 Eude de la régularisation de la retenue :

L'objectif de la régularisation consiste à définir la capacité optimale de la retenue collinaire nécessaire pour équilibrer les débits de l'oued Enkouche. Ceci vise à assurer une distribution régulière des débits, répondant ainsi aux besoins en eau d'irrigation, tout en minimisant les risques de déficit potentiels.

Dans le cadre de cette étude, les paramètres essentiels requis pour le calcul de la régularisation incluent :

- Les courbes caractéristiques de la retenue.

- La répartition mensuelle de l'apport (A80% Hm^3).

- La répartition mensuelle des demandes en eau d'irrigation.

- La répartition mensuelle des pertes dues à l'évaporation et à l'infiltration.

II.9.1 Courbes caractéristiques de la retenue :

A partit d'un levé topographique de la cuvette, les caractéristiques (hauteur-surface-volume) du réservoir ont été estimées pour différentes altitudes.

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

$$\Delta V_i = \frac{S_I + S_{i+1}}{2} \Delta H \textbf{(II-45)}$$

S_i : surface du plan d'eau correspond au courbe niveau H_i en m^2.

S_{i+1} : surface du plan d'eau correspond au courbe niveau H_{i+1} en m^2.

ΔH : Différents altitudes entre les deux courbes de niveau successives.

ΔV_i : volume compris entre deux courbes de niveau successives en m^3.

Les caractéristiques topographiques et volumétriques de la retenue sont données dans le tableau (II-21).

Tableau II-21 : caractéristiques topographiques et volumétriques de la retenue

Cote (m)	S (ha)	ΔH (m)	V (hm^3)
37	0	5	0
40	0.2		0.001
45	3.2		0.1
50	10.8		0.4
55	25.6		1.3
60	46.8		3.0
65	65.3		5.8
70	92.9		9.7

75	123.8		15.1
80	160.6		22.1
85	209.9		31.3
90	256.9		43.0
95	324.4		57.5
100	391.6		76.1

La courbe capacité hauteur, représenté dans la Figure II-15 :

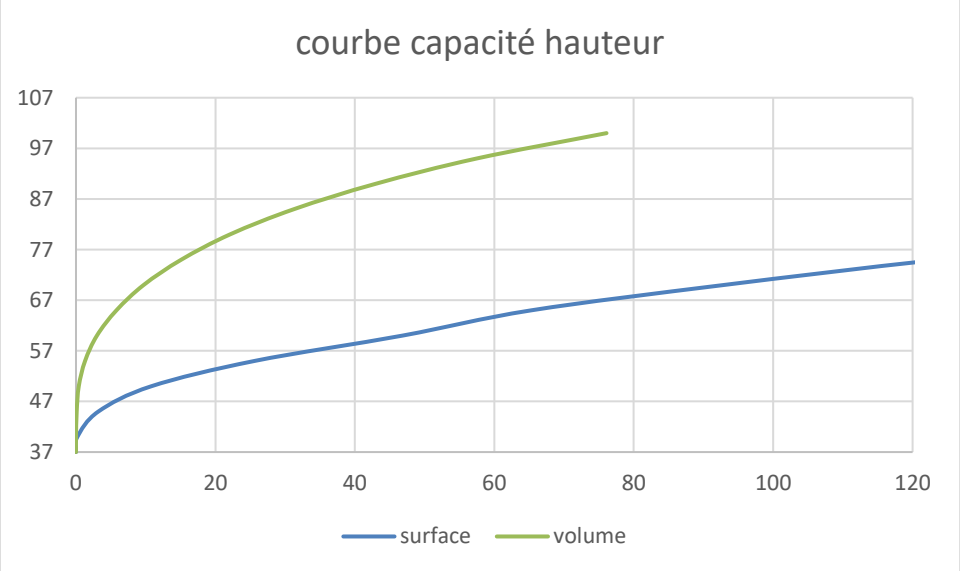


Figure II-15 : courbe capacité hauteur.

II.9.2 Répartition mensuelle de l'apport 80% :

La réparation mensuelle représentée dans le tableau suivant :

Tableau II-22 : Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen annuel.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
APPORT A80%	1.12	0.35	2.18	2.83	2.22	0.51	1.26	1.32	0.97	0.22	0.04	0.11

II.9.3 Répartition mensuelle des besoins en eau :

L'Agence Nationale des Barrages et Transferts (ANBT) a fourni les estimations des besoins en eau. Les besoins en eau pour l'irrigation se situent autour de $24.8hm^3$ par ans.

La répartition mensuelle de la consommation des eaux d'irrigation est donnée par :

Tableau II-23 : Répartition mensuelle de la consommation

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
U(Mm^3)	0.9	0	0	0	0	0	0.4	0.6	0.8	0.95	1.2	1.2

II.9.4 Calcul de volume utile :

La quantité d'eau dans la retenue qui peut effectivement être utilisée, Cela correspond au niveau normal de la retenue (NNR). Le volume typique de la retenue correspond à la somme du volume utilisable, du volume non utilisable et des pertes résultant de l'infiltration et de l'évaporation.

Le calcul du volume utilisable est réalisé à l'aide de la "méthode du bilan hydrique". Cette approche repose sur la superposition des hydro grammes d'écoulement et de consommation sur un même graphique.

Diverses méthodes de régularisation sont employées pour estimer le volume de la réserve utile :

- La régularisation saisonnière : s'applique lorsque les apports excèdent les besoins.

- La régularisation interannuelle : est mise en œuvre quand les apports sont inférieurs à la demande. Dans cette situation, les eaux des périodes humides sont emmagasinées en vue de leur distribution pendant les périodes sèches.

Pour estimer le volume utilisable, il est nécessaire de suivre les étapes ci-après :

- Identifier la période de conditions hydrauliques optimales.

- Analyser les périodes d'excès et de déficit au cours d'un cycle hydrologique.

- Effectuer les calculs des volumes excédentaires (Vs) et des volumes déficitaires (Vd).

- Établir le mode de fonctionnement de la retenue et calculer le volume utilisable (Vu).

- Déterminer le volume à évacuer (S).

En plus du mode de fonctionnement de la retenue, les directives opérationnelles sont également pertinentes. Les consignes d'exploitation sont les suivantes :

- Première directive opérationnelle :

Elle implique de remplir le barrage jusqu'au niveau normal de la retenue (NNR) durant les périodes de crues et de procéder à une vidange par la suite. L'excédent d'eau est évacué via l'évacuateur de surface.

Un niveau de remplissage initial est défini, et pour chaque mois, le niveau de remplissage final est calculé en prenant en compte à la fois le NNR et le niveau du volume mort (NVM), qu'il ne faut pas dépasser.

- Deuxième directive :

Cette instruction implique la réalisation d'évacuations à vide en utilisant l'évacuateur de fond.

II.9.5 Régularisations saisonnières sans tenir de compte les pertes :

- **Résultats de calcul se volume utile :**

Tableau II-24 : détermination de volume utile de la retenue

Mois	**A80%**	**U80%**	**A-U**	**V (Hm^3)**
Sep	2.23	0.9	1.63	23.24
oct	0.70	0	0.7	
Nov	4.320	0	4.32	
Dec	5.62	0	5.62	
Jan	4.40	0	4.40	
Fév	1.01	0	1.01	

Mars	2.500	0.4	2.1	
Avr	2.63	0.6	2.03	
Mai	1.93	0.8	1.43	-1.91
Jui	0.43	0.95	-0.52	
Juiel	0.80	1.2	-0.4	
Aou	0.21	1.2	-0.99	

V_s= 23240000 m^3 et V_d=1910000 m^3

$V_s > V_d$ D'où : $V_u = V_d$

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

$V_u = V_d$ = 1.9 Mm^3

II.9.6 Régularisation interannuelle :

L'objectif de la régularisation interannuelle est de répondre aux besoins de consommation sur une période de plusieurs années.

Calcul de volume utile sans tenir de compte les pertes par la méthode de :

- **La méthode de Pléchkoz-Savaidze :**

Exprimé par la formule suivante :

$$V_u = (\beta s + \beta_{plur})\, A_0 \quad \text{(II-46)}$$

βs : composant saisonnière du volume utile.

β_{plur} : composant pluriannuelle du volume utile.

A_0 : écoulement moyen interannuel.

- **Composant saisonnière du volume utile :**

$$\beta s = a\,(Tét - Wét) \quad \text{(II-47)}$$

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

Nét : le nombre de mois pour quel il ya étiage.

Wét : volume relatif de l'écoulement au cours de l'année.

$$\mathbf{Wét}=\frac{Nét}{Wp} \textbf{ (II-48)}$$

Wp : l'apport total pendant 12mois

Pour calcul la période d'étiage, en besoin les apports mensuelle 80% :

Tableau II-25 : calcul la période d'étiage.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
APPORT A80%	1.12	0.35	2.18	2.83	2.22	0.51	1.26	1.32	0.97	0.22	0.04	0.11

Sachent que W_{moy}=1.09 Mm^3/mois.

Donc la période d'étiage est à partir de Mai jusqu'à aout.

Donc : Nét =4 alors :

Tét =4/12 =0.33

Wét=0.33/13.12 =0.025

Pour un coefficient de régularisation de (a=0.6) :

βs = 0.6 (0.33 -0.025)=0.165

V_s=0.165*19.62= 3.24 Mm^3

- **Composant pluriannuelle du volume utile** :

La partie interannuelle est calculée à l'aide de méthodes graphiques, en utilisant les abaques de Pléchkov et de Miloslavsky. Ces abaques dépendent des facteurs suivants :

- Le coefficient de variation (Cv),

- Le coefficient d'asymétrie (Cs),

- Le coefficient de régularisation (α).

La garantie P (%) ainsi que le coefficient d'auto corrélation entre les débits des années voisines jouent un rôle crucial. Le coefficient de corrélation est établi selon le tableau de Radkovitch, comme présenté dans le tableau ci-après :

Tableau II-26 : les valeurs de coefficient de corrélation

Module spécifique (l/ s.km^2)	<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)

On a M_0=9.72 l/s.km^2,

Donc:

R=0.3 $Cs=2C_v=2*0.39=0.78$ p=80%

- D'après le graphique de Miloslavsky pour déterminer le composant pluriannuel du volume utile :

β_{plur} =2.36

$V_{plur}=\beta_{plur} * A_0 = 2.36*19.62$

V_{plur}=46.30 Mm^3

$\mathbf{V_{u}}_{int} = V_s + V_{plur}$= 3.24+46.30 =49.54 Mm^3

Donc le volume utile sera :

$$V_u = 49.54 \text{ Mm}^3$$

Alors le volume au niveau normal de la retenue est :

$V_{NNR}= V_M + V_U = 50.245\ Mm^3$

$V_{NNR}=50.3\ Mm^3$

Tableau II-27 : Récapitulatif des résultats de calcul

Désignation	Quantité
Volume mort	1700000 m^3
Volume utile	49540000 m^3
Volume NNR	50300000 m^3

II.10 Etude des crues :

Les crues constituent un des risques principaux affectant la sécurité de barrage. L'étude des crues si pour l'estimation des débits de pointe fréquentiels et de la définition de la forme de l'hydro gramme.

Les paramètres définissants une crue est :

-Le débit maximum de crue (débit de pointe).

-Le volume de la crue.

-hydro gramme de crue.

- Le temps de base.

Pour résoudre cette problématique, une approche possible consiste à recourir à la modélisation et à l'utilisation de formules empiriques. Ces méthodes offrent une alternative pour guider les prises de décision et les calculs, palliant ainsi les lacunes liées au manque de données directes.

Plusieurs méthodes pour calculer le débit de pointe dans les bassins versants non jaugé.

II.10.1 Formule empirique :

- **Formule de MAILLET-GAUTHIER :**

$$Q_{max.p\%} = \frac{2*k*\log(1+A*Pmoy)*S*\sqrt{1+4logT-logS}}{\sqrt{L}} \quad \textbf{(II-49)}$$

$Q_{max.p\%}$: débit maximum de crue pour une fréquence donnée en m^3/s.

S : superficie du bassin versant en km^2.

L_p : longueur de talweg principal en km.

P_{moy} : pluie moyenne annuel en m.

K : constante compris entre (1-3).

A : coefficient régional pris égale à 20.

T : période de retour en ans.

Les résultats de calcul représenté dans le tableau suivant :

Tableau II-28 : Débits maximum par la méthode de MAILLET-GAUTHIER

T (ans)	**1000**	**100**	**50**	**20**	**10**
$Q_{max.p\%}$ (m^3/s)	336.27	269.58	245.98	210.78.	179.62

- **Formule de POSSENTI :**

$$Q_{max.p\%}=\frac{S*\mu*P_{maxj\%}}{L} \quad \textbf{(II-52)}$$

Avec :

$P_{maxj\%}$: Pluie maximale journalière a période de retour donnée.

S : surface du bassin versant en km^2.

μ : Coefficient compris entre 700-800.

L : longueur de talweg principal en km.

Les résultats dans le tableau suivant :

Tableau II-29 : Débits maximum par la méthode de POSSENTI

T (ans)	**1000**	**100**	**50**	**20**	**10**
$P_{j.max\%}$(mm)	34.9	29.7	28.1	25.7	23.9
$Q_{max.p\%}$	77.69	66.11	62.55	57.21	53.20

Les résultats des tous les formules empiriques présentée dans le tableau suivant :

Tableau II-30 : débit de crue obtenue pour différentes méthodes

Formule	**Q 0.1%**	**Q 1%**	**Q 2%**	**Q 5%**	**Q 10%**
MAILLET-GAUTHIER	336.27	269.58	245.98	210.78	179.62
POSSENTI	77.69	66.11	62.55	57.21	53.20
Moyenne	206.98	167.845	154.265	133.895	116.41

II.10.2 Hydrogrammes de crue :

L'hydrogramme de crue est une représentation graphique de la variation temporelle du débit d'eau dans un cours d'eau en réponse à une crue, c'est-à-dire une période où le débit d'eau augmente significativement en raison des précipitations intenses, L'hydrogrammes de crue permet d'analyser et de comprendre les caractéristiques principales de cette crue. Deux de ces caractéristiques principales sont :

-Le volume.

-La durée de la crue.

- débit de pointe.

1. **Détermination des hydrogrammes de crue par la méthode de Sokolovski :**

Pour dessiner l'hydrogramme de crue, on suit la méthode de Sokolovski, qui le divise en deux parties asymétriques. Ces parties sont calculées en fonction des périodes de montée et de décrue. En ce qui concerne la période de montée :

Exprimé par :

$$\mathbf{Q_{monté}=(T/T_m)*Q_{max}\ (II\text{-}53)}$$

Q_{max} : débit maximum pour période donnée en m^3/s.

T_m : temps de montré. (T_m=T_c=temps de concentration).

$$\mathbf{Q_{déc}=Q_{max}\ *(T_d\text{-}t/T_b)^3\ \ (II\text{-}54)}$$

T_d : temps de décrue en heures, ($t_d=\delta*t_m$).

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

T_m : temps de montré en heurs.

Les valeurs de coefficient de forme dans le tableau suivante :

Tableau II-31 : Coefficients de forme de l'hydrogramme de crue δ

Description du cours d'eau	Valeur de δ
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2.0-2.5
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales.	3.0-4.0
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues	4.0-7

(Mémoire ENSH.5-0026-71)

En prend, δ =2.5

Les résultats de calcul des débits des crues pour construction de l'hydrogramme de crue, (monté), dans le tableau suivant :

Tableau II-32 : débits fréquentiels pour construction de l'hydrogramme de crue, (monté).

Temps	0	1	2	3	4	5	6	T_c=6.7
Q 0.1%	0	30.89	61.79	92.68	123.57	154.46	185.36	206.98
Q 1%	0	25.05	50.10	75.15	100.21	125.26	150.31	167.85
Q 2%	0	23.02	46.05	69.07	92.10	115.12	138.15	154.27
Q 5%	0	19.98	39.97	59.95	79.94	99.92	119.91	133.90
Q 10%	0	17.37	34.75	52.12	69.50	86.87	104.25	116.41

Les résultats de calcul des débits des crues pour construction de l'hydrogramme de crue,

(décrue), dans le tableau suivant :

Tableau II-33 : débits fréquentiels pour construction de l'hydrogramme de crue, (décrue).

Temps	7	8	9	10	11	12
Q 0.1%	114.88	10.75	7.47	4.94	3.05	1.72
Q 1%	12.06	8.72	6.06	4.00	2.47	1.39
Q 2%	11.08	8.01	5..57	3.68	2.27	1.28
Q 5%	9.62	6.96	4.83	3.19	1.97	1.11
Q 10%	8.37	6.05	4.20	2.78	1.72	0.97

L'hydrogramme de crue présentée dans la Figure II-15 :

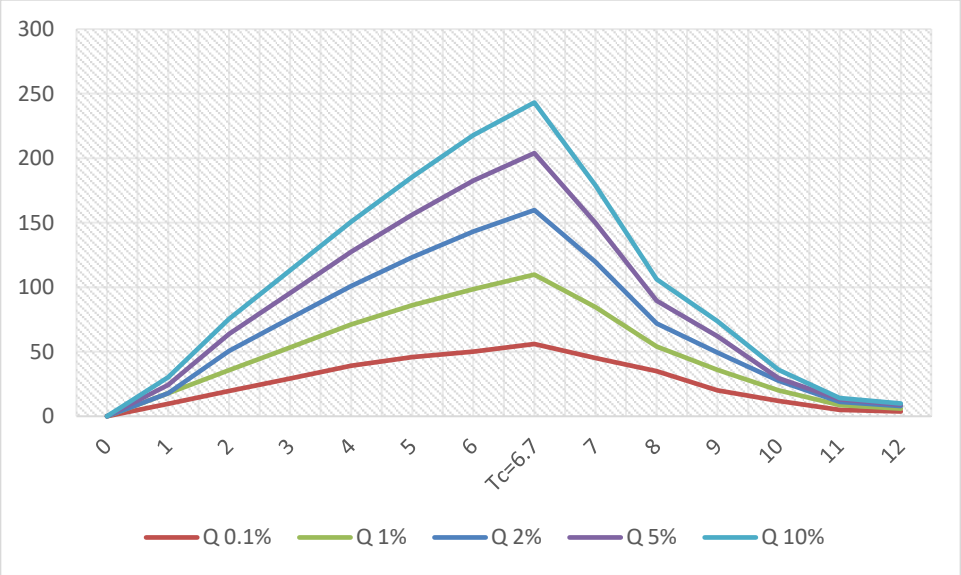


Figure II-16 : hydrogramme de crue pour différentes périodes de retour

II.11 Estimation de la crue de projet :

La crue envisagée pour la conception de débit que l'ouvrage doit être en mesure de gérer. L'écoulement de cette crue doit s'effectuer sans causer de dommages à la structure de l'ouvrage, ce qui pourrait avoir des conséquences graves en aval.

La crue de projet, choisie parmi les événements hydriques les moins fréquents qui peuvent affecter la retenue, sert de base pour établir les Plus Hautes Eaux (PHE) et pour dimensionner l'évacuateur de crue, en prenant en compte les possibilités de laminage. Bien que la crue de débit maximal soit souvent retenue, elle n'est pas nécessairement la plus critique pour la conception de

l'évacuateur de crue. Une crue moins intense mais s'étalant sur une période plus longue peut présenter des défis plus importants. La période de retour recommandée pour cette crue de projet varie de 100 à 10 000 ans, et le choix dépend du niveau de risque associé à la rupture potentielle du barrage.

De plus, la régulation du débit de cette crue par le biais d'une retenue ne devrait pas entraîner une submersion préjudiciable en amont.

Pour estimer cette crue de projet, les recommandations de plusieurs comités sont prises en compte, dont celle de R. Rolley en 1977, en tant que source de référence :

- ✓ 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).

Tableau II-34 : Crues de projet recommandées.

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

(Mémoire ENSH.5-0026-73)

Alors le débit de crue de projet pour un période de retour de 1000 ans, d'oued Enkouche Annaba est de 206.98 m^3/s.

II.12 Conclusion :

À la fin de ce chapitre, tous les paramètres hydrologiques essentiels à la conception de notre ouvrage ont été établis, notamment les caractéristiques hydro-morphologiques et hydro-

morphométriques du bassin versant, ainsi que les spécifications du futur barrage

III. Laminage de crue :

III.1 Introduction :

Le calcul du laminage des crues est un processus qui vise à réduire les dimensions et le coût de l'ouvrage d'évacuation sans compromettre la sécurité globale de l'aménagement. Cette méthode optimise la capacité de stockage temporaire de la retenue et le débit progressif de déversement en fonction de l'apport entrant de la crue.

En d'autres termes, lorsqu'une crue se produit, le laminage permet de réguler le débit d'eau sortant de la retenue de manière contrôlée et progressive, plutôt que de laisser l'eau s'écouler à un débit élevé et potentiellement dangereux. En ajustant le débit de déversement en fonction de l'intensité de la crue, on peut éviter les débordements et les dommages associés tout en utilisant de manière optimale la capacité de stockage de la retenue.

Cette relation peut être formulée comme suit :

$$Q \times dt = q \times dt + S \quad \textbf{(III.1)}$$

Avec :

Q : le débit entrant de la crue.
Q : le débit déversé par l'évacuateur de crue.
S : la surface du plan d'eau de la cuvette.
Le débit cumulé à l'instant t est :

$$Q - q = S \times (dh/dt) \quad \textbf{(III.2)}$$

Avec :

dh/dt : la vitesse de remplissage.

Les différentes méthodes de laminage utilisées dans la gestion des crues, sont les méthodes de Kotcherine, de Hildenblat et la méthode "step by step", Muskingum.

Nous on va s'intéresser à la méthode de kotcherine et à la méthode de Muskingum pour le calcul du laminage des crues. Ces deux méthodes sont largement utilisées dans la gestion des crues et sont réputées pour fournir des résultats fiables.

- Tracer les courbes d'estimation de la capacité du réservoir en fonction des hauteurs d'eau et de débit Q max, p% = F (hd).

III.2 La méthode de Kotchirine :

Cette méthode est utilisée pour déterminer le débit de déversement d'une retenue en fonction du débit entrant de la crue. Elle permet de réguler le débit d'eau sortant de la retenue de manière progressive et contrôlée, ce qui contribue à atténuer les impacts des crues et à prévenir les inondations, se base sur les principes suivants :

1- L'hydrogramme de crue est considère comme un triangle ou trapèze.

2- Les débits transitent par l'évacuateur de crue se déversant 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.

Dans notre cas on a un hydrogramme de crue de forme triangulaire, le débit laminé est :

$$Q_{max} = Q_{\%} \times (1 - V_F/Vc) \qquad \textbf{(III.3)}$$

Ou :

$Q_{\%}$: le débit de la crue.

V_c : le volume de la crue.

V_F : le volume d'eau en charge.

$$V_c = 0.5 \times Q_{max.p\%}.T \qquad \textbf{(III.4)}$$

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

L'estimation de la charge au-dessus de déversoir s'effectuer en faisant transiter ces volumes par un évacuateur de crue aux dimensions.

Le débit de crue se calcule par la formule suivante :

$$Q_{max.p\%} = m \times b \times \sqrt{2 \times g}\, H_d^{3/2} \qquad \textbf{(III.5)}$$

Avec :

m =0,49 coefficient du débit.

g=9,81 m/s^2 accélération de la pesanteur.

b : largeur de déversoir.

H_d : charge sur le déversoir.

Cette itération donne des courbes qui peuvent s'entrecroiser avec la relation de qmax,p% .

Ce sont ces points de croisement qui permettent de définir le débit de crue laminé correspondant à la largeur optimale. Le débit laminé est calculé pour différentes charges `Hd' et différentes largeurs du seuil déversant 'b' de l'évacuateur de crues.

Procédé de calcul :

- ✓ Les différentes valeurs des lames d'eau Hd.
- ✓ Définir la cote NPHE=NNR+Hd.
- ✓ A l'aide de la courbe capacité-hauteur, on détermine le volume VPHE relatif à chaque PHE.
- ✓ Définir le volume en charge pour chaque lame tel que : Vf = VPHE-VNNR.
- ✓ Définir le volume de la crue pour l'hydrogramme de crue ayant une forme Triangulaire.
- ✓ Déterminer le débit de crues à évacuer correspondant à chaque lame hd.
- ✓ Construire le graphe débit à évacuer en fonction de la lame d'eau déversantes $h_d=f(q_{max,p\%})$.
- ✓ Définir les débits véhiculés à travers le déversoir pour chaque lame h_d, on se donne différentes largeurs de déversoir b à l'aide de la formule.
  $q_{max.p\%}=m.b.\sqrt{2.g}\ H_d^{3/2}$.
- ✓ Construire les courbes relations capacité d'évacuation du déversoir, $q_{max}=q_{max}(b.h_d)$.
- ✓ L'intersection de la courbe $h_d=f(q_{max,p\%})$,avec les courbes $q_{max}=q_{max}(b.h_d)$,
  Donne les valeurs inconnues suivantes : q_{max} et h_d relatives à chaque largeur de déversoir b.

Tous les calculs et résultats sont illustres ci-après :

Tableau III.1 : Résultats de méthode de Kotcherine.

H_d(m)	PHE(M)	V_{PHE} (Hm^3)	V_F	q_{max}(m^3/s)	$q_{laminé}$						
					b (m)						
					5	10	20	30	40	50	60
0	93,0	51,7	0	206,98	0	0	0	0	0	0	0
0,2	93,2	52,28	0,58	205,13	0,97	1,94	3,88	5,82	7,77	9,71	11,65
0,4	93,4	52,86	1,16	203,29	2,75	5,49	10,98	16,47	21,96	27,45	32,94
0,6	93,6	53,44	1,74	201,43	5,04	10,09	20,17	30,26	40,35	50,44	60,52
0,8	93,8	54,02	2,32	199,59	7,77	15,53	31,06	46,59	62,12	77,65	93,18
1	94,0	54,6	2,9	197,74	10,85	21,7	43,4	65,11	86,82	108,52	130,23
1,2	94,2	55,18	3,48	195,89	14,27	28,53	57,06	85,59	114,12	142,55	171,19
1,4	94,4	55,76	4,06	194,05	17,98	35,95	71,91	107,86	143,87	179,77	215,72
1,6	94,6	56,34	4,64	192,20	21,96	43,93	87,85	131,78	175,71	219,63	263,56
1,8	94,8	56,92	5,22	190,35	26,21	52,41	104,83	157,24	209,66	262,07	314,49
2	95	57,5	5,80	188,51	30,7	61,39	122,78	184,16	245,55	306,95	368,33
2,2	95,2	58,08	6,38	186,66	35,41	70,82	141,65	212,47	283,3	354,11	424,94
2,4	95,4	58,66	6,96	184,81	40,35	80,7	161,4	242,09	322,79	403,49	484,19
2,6	95,6	59,24	7,54	182,97	45,5	90,99	181,99	272,98	363,97	454,96	545,96
2,8	95,8	59,12	8,12	181,12	50,85	101,69	203,38	305,07	406,76	508,46	610,15
3	96	60,4	8,70	179,27	56,39	112,78	225,56	338,34	451,12	563,89	676,67
3,2	96,2	60,98	9,28	177,42	62,12	124,24	248,49	372,73	496,97	621,21	745,46
3,4	96,4	61,56	9,86	175,58	68,04	136,07	272,14	408,21	544,28	680,35	816,42
3,6	96,6	62,14	10,44	173,73	74,13	148,25	296,5	444,75	593,01	741,26	889,51

Le laminage de crue pour différentes largeurs déversantes représenté sur les figures (III.1) et (III.2) :

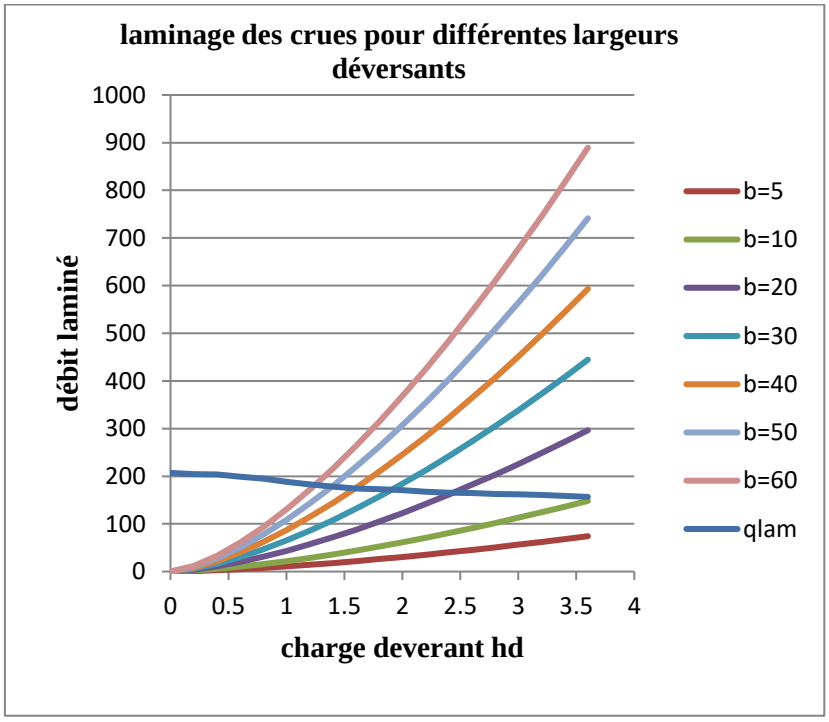


Figure (III.1) : Courbes H=f (Q, qlam).

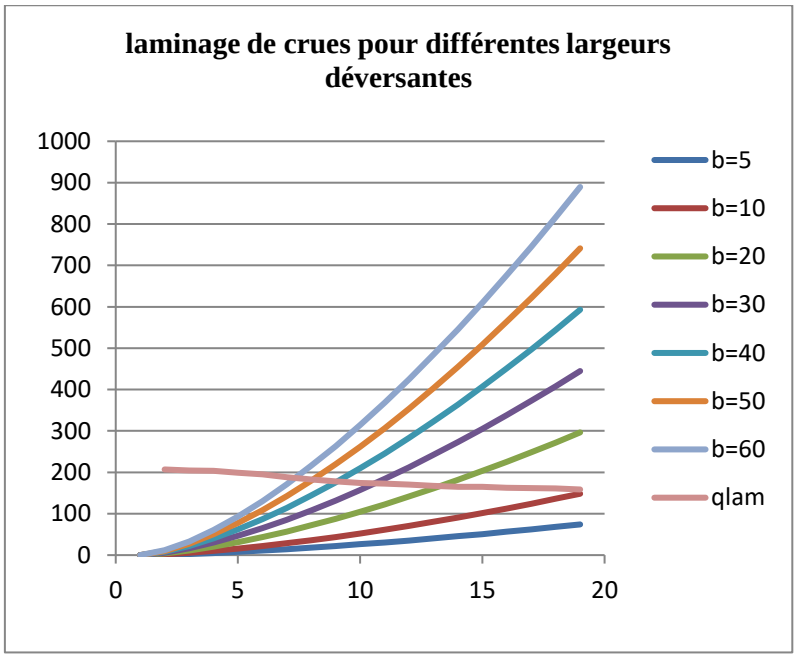


Figure (III.2) : Courbes V=f (Q, qlam).

Les résultats de laminage des crues sont résumés au tableau suivant :

Tableau III.2 : Récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.

Largeur (m)	Hauteur (m)	Débit laminé (m^3/s)
10	3,54	148,16
20	2,4	161,4
30	1,9	170,7
40	1,6	175,71
50	1,4	179,77
60	1,2	193,46

III.3 Etude d'optimisation :

Le but de cette étude d'optimisation a déterminé la largeur optimale de l'évacuateur de crue correspondante à la hauteur optimale de la digue, afin d'obtenir le devis le plus économique de l'aménagement.

III.3.1 La revanche :

C'est la tranche compris entre la crête du barrage et la cote des plus hautes eaux, en fonction de la hauteur des vagues H, de la vitesse du vent U et de vitesse de propagation des vagues V dans la retenue.

Plusieurs formules pour le calcul de la revanche :

- **Formule de Stevenson :**

$$H = 0{,}75 + 0{,}34 \times F^{0.5} - 0{,}26 \times F^{0.25} \quad \textbf{(III.6)}$$

$$R = H + V^2/2 \quad \textbf{(III.7)}$$

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=1,02)

- **Formule de Mallet-Pacquant :**

$$H = 0{,}5 + 0{,}33\ F^{0.5} \quad \textbf{(III.8)}$$

Avec $R = H + V^2/2g$ et $V = 1{,}5 + 2H$ **(III.9)**

H : hauteur des vagues (m).

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

- **Formule de simplifiée :**

$$R=1+0,3 \times \sqrt{F} \qquad \textbf{(III.10)}$$

Les résultats de calcul dans le tableau suivant :

Tableau III-3 : Récapitulatif du calcul des hauteurs des vagues.

Formule	H	V	R(m)
Formule de Stevenson	0,83	3,16	1,33
Formule de Mallet-Pacquant	0,83	3,16	1,33
Formule de simplifiée	/	/	1,30

On obtient R=1,32 m car c'est la valeur le plus proche de la moyenne.

On adopte R=1,32 m pour dimensionner le barrage.

III.3.2 Calcul de la hauteur de barrage :

La hauteur du barrage exprimé par :

$$H_b= NNR - C_f + h_d + R + t \quad \textbf{(III.11)}$$

NNR : niveau de la retenue normale.

C_f : cote du fond.

h_d : hauteur déversées.

R : la revanche en (m).

Tt : Tassement en (m).

Tableau III.4 : Résultat de calcul de la hauteur de la retenue.

Largeur (m)	H_d (m)	H_b(m)
10	3,54	66,34
20	2,4	65,22
30	1,9	64,72
40	1,6	64,42
50	1,4	64,22
60	1,2	64,02

III.3.3 La largeur en crête :

Différentes formules pour calculer la largeur en crête :

- **Formules de KNAPPEN :**

$$b_{cr} = 1{,}65 \times \sqrt{H_b} \qquad \textbf{(III.12)}$$

- **Formule de F-PREECE :**

$$b_{cr} = (1{,}1 \times \sqrt{H_b}) + 1 \qquad \textbf{(III.13)}$$

- **Formule SIMPLIFIÉE :**

$$B_{cr} = 3{,}60 \times \sqrt[3]{Hb} - 3 \qquad \textbf{(III.14)}$$

On admet une valeur de t=0.5 m pour le tassement du barrage, le tableau donne le résultat suivant :

Tableau III.5 : Résultat de calcul de largeur en crête.

B(m)	H_d (m)	H_b(m)	Largeur en crête b_{cr} (m)		
			Formules		
			KNAPPEN	F-PREECE	Simplifiée
10	3,54	66,34	13,44	9,69	11,28
20	2,4	65,22	13,32	9,62	11,20
30	1,9	64,72	12,88	9,58	11,16
40	1,6	64,42	12,84	9,56	11,14
50	1,4	64,22	12,82	9,55	11,12
60	1,2	64,02	12,84	9,60	11,18

On obtient une largeur de crête de : b_{cr}= 10 m.

Pentes des talus :

Amont : m_1=3 :1

Aval : m_2 =2.5 :1

III.3.4 Calcul du cout de la digue :

On calcule le volume de la digue pour les différentes lames déversantes afin de déterminer son cout.

On détermine la hauteur de la digue à l'aide de la formule suivante :

$$H_{bi} = N_{cr} – N_{pi} \qquad \textbf{(3.15)}$$

Où :

B_{cr} : largeur en crête du barrage.

B_{pi} : largeur du pied du barrage au droit de la section *i*.

$$B_{pi}= b_{cr} + (m1+m2) * H_{bi} \qquad \textbf{(3.16)}$$

Où : m_1, m_2 : fruit du talus amont et aval.

Le volume total du barrage s'obtient par la somme des volumes partiels de ses sections.

Ncr : côte de la crête du barrage.

$$N_{cr =} \text{NNR+H+R} \qquad \textbf{(3.17)}$$

NNR : le niveau normal de la retenue.

H : la charge déversant.

R : la revanche.

N_{pi} : côte du pied de barrage dans la section *i*.

L’aire de la section transversale du barrage pour la coupe « i » est déterminé ainsi :

$$S_i= (b_{cr}+B_{pi}) \times H_{bi}/2 \qquad \textbf{(3.18)}$$

Avec : $V_b=V_i$

$$V_i= (S_i +S_{i+1}) \times d /2 \qquad \textbf{(3.19)}$$

d : distance horizontale séparant deux sections Si et Si+1.

En fixant le prix du m^3 de remblai à 400 DA, le coût de la digue pour différentes largeurs du déversoir est présenté dans le tableau (III-6).

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

Tableau III-6 : Le coût de la digue pour différentes largeurs du déversoir.

B(m)	H_b (m)	Volume Béton (m^3)	Cout (DA)
10	66,34	341250,11	136500044
20	65,22	331994,22	132797688
30	64,72	321587,40	128634960
40	64,42	312578,80	125031520
50	64,22	308971,30	123588520
60	64,02	301224,15	120489660

III.4 Calcul du coût approximatif de l'évacuateur de crues :

Pour calculer le coût de l'évacuateur de crue, il conviendra de prendre en considération le coût de déversoir et du coursier. Toutes ces composantes seront réalisées en béton.

Le coût de l'évacuateur sera ainsi déterminé en multipliant le volume de béton utilisé par le prix unitaire.

III.4.1 **Coût du déversoir :**

Un déversoir de type "Creager", est une structure conçue pour permettre à l'excès d'eau de s'écouler en toute sécurité hors d'une zone particulière, généralement dans le cadre d'un système de gestion des eaux pluviales ou d'une structure hydraulique, est probablement une référence à un certain design ou à une configuration spécifique de déversoir.

Un déversoir de type "Creager" à des caractéristiques qui empêchent la lame d'eau (le flux d'eau) de se décoller de la surface du déversoir. Cela peut être important pour maintenir une évacuation efficace de l'eau sans créer de turbulences excessives ou d'efforts nuisibles sur la structure environnante.

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

$$Y/H = 1/k\ (X/H)^n \quad \textbf{(III.20)}$$

Avec :

K =2,127 et n=1,85

$$Y/H = 0{,}47\ (X/H)^{1{,}85}$$

- H : charge sur le seuil en (m).
- Y : ordonné du profil en (m).
- X : abscisse du profil en (m).

Le volume de déversoir donnée par :

$$V = S \times b \quad \textbf{(III.21)}$$

- Section transversale (m^2).
- Largeur de déversoir (m).

Le mètre cube de béton est de 22.000,00 DA.

Les résultats de calcul dans le tableau suivant :

Tableau III.7: Résultats de calcul de cout du déversoir pour différentes largeur déversantes.

B(m)	H_d (m)	S (m^2)	$V_{béton}$ (m^3)	Cout (DA)
10	3,54	28,60	189,12	4160640
20	2,4	27,81	288,05	6337100
30	1,9	25,39	518,10	11398200
40	1,6	23,73	718,13	15798860
50	1,4	21,24	887,30	19520600
60	1,2	20,11	1230,21	27064620

III.4.2 **Cout du coursier :**

Afin de garantir un écoulement fluide, un canal rectangulaire d'environ 215 m de long est aménagé, conformément aux indications de la carte topographique. Le volume de béton nécessaire pour la construction du canal est calculé de la manière suivante :

$$V_{béton} = S_{béton} \times L_{coursier} \quad \textbf{(III.22)}$$

$$B_{coursier} = (Q)^{0,4} \quad \textbf{(III.23)}$$

Tableau III.8 : Résultats de calcul de cout de coursier.

B(m)	H(m)	Q (m^3/s)	H_b(m)	$B_{coursier}$(m)	Volume Béton (m^3)	Montant (DA)
10	3,54	142,16	66,34	6,61	1030,12	22662640
20	2,4	161,4	65,22	7,64	1160,44	25529680
30	1,9	170,7	64,72	7,81	1292,15	28427300
40	1,6	175,71	64,42	7,91	1301,14	28625080
50	1,4	179,77	64,22	7,98	1390,03	30580660
60	1,2	193,46	64,02	8,22	1436,11	31594420

III.4.3 **Coût totale du barrage :**

Le cout total de barrage est donné dans le tableau suivant :

Tableau III.9 : Résultats de calcul de cout de total du barrage.

B (m)	Hdev (m)	Cout de la digue (DA)	Cout de déversoir (DA)	Cout de coursier (DA)	Cout total (DA)
10	3,54	120489660	4160640	22662640	147312940
20	2,4	123588520	6337100	25529680	155455300
30	1,9	125031520	11398200	28427300	164857020
40	1,6	128634960	15798860	28625080	173058900
50	1,4	132797688	19520600	30580660	182898948
60	1,2	136500044	27064620	31594420	195159084

Le coût total du barrage représenté dans la figure (III.3) :

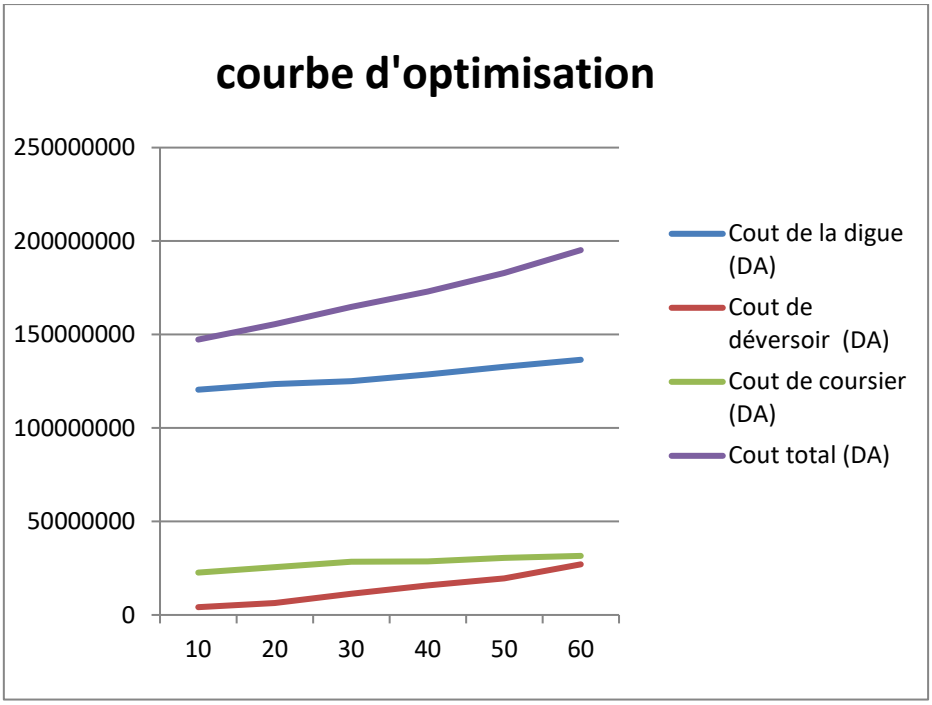


Figure III.3 : Courbe d'optimisation.

D'après la courbe d'optimisation représentée par la figure 3.3, la largeur du déversoir donnant le coût minimum est b = 10, donc la hauteur de barrage H_b=66,34 m. L'étude de laminage de crue permet de trouver les caractéristiques du barrage qui sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau III.10 Les caractéristiques de barrage.

Désignation	**Unité**	**Valeurs**
La hauteur de barrage	m	66,34
Revanche	m	1.32
Tassement	m	0,5
Côte de niveau normale (▼NNR)	m	93,00
Côte des plus hautes eaux(▼NPHE)	m	96,54
Largeur de déversoir	m	10
La charge déversant	m	3,54
Le débit évacué	m3/s	148,16

III.4.4 **Laminage pour un déversoir de 10 m :**

Avec une largeur donnée, en peut tracer la courbe de débit déversant en fonction de la variation du volume d'eau au-dessus du déversoir :

Les résultats de calcul dans le tableau suivant :

Tableau III.11 : Volume et débit déversant.

cote(m) **H_d(m)**		**q (m3/s)**	**1/2q**	**V(Mm³)**	**V+1/2q**
			T (m³)		**T (m³)**
NNR=93	**0**	**0**	0	51,7	**51,70**
93,5	**0,5**	**7,67**	0,065189048	53,2	**53,22**
94	**1**	**21,7**	0,323041475	54,6	**54,92**
94,5	**1,5**	**39,87**	0,612540757	56,1	**56,66**
95	**2**	**61,389**	0,708144782	57,5	**58,21**
95,5	**2,5**	**95,79**	0,805219752	58,95	**59,76**
96	**3**	**112,78**	0,90443341	60	**61,30**
96,5	**3,5**	**142,12**	1,103518154	61,85	**62,95**

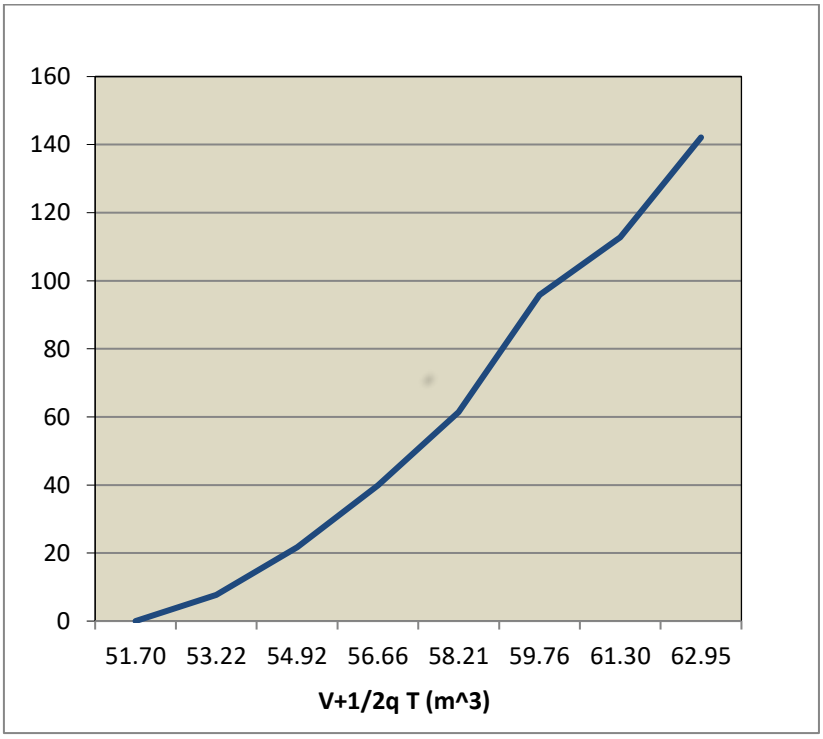


Figure III.4 : Courbe des débits déversant.

Le laminage dans le tableau (III.12) :

Remarque :

Laminage par la méthode de step by step pour déterminer l'hydrogramme de sortie pour un déversoir de b=10m.

Tableau III.12 : 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	15.45	0	0	23.37	21,033	9,898
2	0.5	15.45	30.89	41,703	23.37	38.82	111,939	52,677
3	1	30.89	46.34	139,019	38.82	54.26	251,306	118,262
4	1.5	46.34	61.79	291,948	54.26	69.71	446,308	210,027
5	2	61.79	77.23	500,454	69.71	85.16	696,904	327,955
6	2.5	77.23	92.68	764,601	85.16	100.60	1,003,081	472,038
7	3	92.68	108.12	1,084,307	100.60	116.05	1,364,887	642,300
8	3.5	108.12	123.57	1,459,671	116.05	119.30	1,694,498	797,411
9	4	123.57	139.02	1,890,649	119.30	136.74	2,073,884	975,945
10	4.5	139.02	154.46	2,377,159	136.74	142.19	2,510,354	1,181,343
11	5	154.46	169.91	2,919,354	142.19	147.63	2,869,182	1,350,203
12	5.5	169.91	185.36	3,517,163	147.63	149.08	3,204,516	1,508,008
13	6	185.36	200.8	4,170,476	149.08	108.04	3,008,276	1,415,659
14	6.5	200.80	14.88	2,523,473	108.04	68.79	2,228,067	1,048,502
15	7	14.88	12.7	347,469	68.79	61.73	1,761,999	829,176
16	7.5	12.70	10.75	316,623	61.73	49.88	1,607,138	756,300
17	8	10.75	9.01	284,585	49.88	38.24	1,348,258	634,474
18	8.5	9.01	7.47	252,187	38.24	31.80	1,134,671	533,963
19	9	7.47	6.12	220,182	31.80	29.53	1,048,670	493,492
20	9.5	6.12	4.94	189,069	29.53	25.99	999,330	470,273
21	10	4.94	3.05	143,755	25.99	23.39	977,787	460,135
22	11	3.05	1.72	94,474	23.39	11.29	748,995	352,468
23	12	1.72	0.85	55,516	11.29	0.59	277,877	130,766
24	13	0.85	0.33	27,529	0.59	0.21	20,115	9,466
25	14	0.33	0.09	10,680	0.21	0.05	7,071	3,328
26	15	0.09	0.01	2,593	0.05	0	2,033	957
27	16	0.01	0	195	0.00	0	152	72
28	17	0.00	0	31	0.00	0	24	11
29	18	0	0	0	0	0	0	0

III.5 Conclusion :

Ce chapitre a examiné en détail les données pluviométriques et géomorphologiques, nous avons étudié le calcul de l'hydrogramme de crue, l'estimation et la sélection de la crue de projet, ainsi que le transport solide. De plus, nous avons exploré la régularisation des apports en fonction de la destination de l'aménagement hydraulique. Enfin, nous avons abordé le calcul de l'optimisation visant à trouver un compromis économique, notamment en ce qui concerne la largeur du seuil déversant. Ces étapes sont essentielles pour la planification et la mise en œuvre réussies de projets hydrauliques.

Chapitre N°IV
Étude de l’évacuateur de crue

IV.1 Introduction :

Le Barrage C'est une structure construite dans un cours d'eau pour retenir l'eau et créer un réservoir artificiel. Ces barrages sont utilisés pour réguler le débit des rivières, produire de l'énergie hydroélectrique, approvisionner en eau potable, ou pour l'irrigation, il est constitué de plusieurs ouvrages annexes tels que l'évacuateur de crue qui le but de ce chapitre.

L'évacuateur de crue, est une composante essentielle des barrages conçue pour assurer la sécurité et la stabilité de la structure en cas de crue ou d'inondation importante. Son rôle principal est de permettre le déversement contrôlé de l'excès d'eau stockée dans le réservoir du barrage lorsque le niveau d'eau atteint un seuil critique.

Dans ce chapitre, nous allons présenter la classification des évacuateurs de crues ainsi que les critères utilisés pour les classer. Nous examinerons également les types d'évacuateurs qui conviennent à notre cas spécifique. Enfin, nous sélectionnerons une seule variante qui sera dimensionnée pour répondre à nos besoins.

IV.2 Classification et types des évacuateurs de crue :

Il existe diverses manières de classer les dispositifs d'évacuation des crues. On peut catégoriser ces systèmes en deux principales familles :

a) **Évacuateur de surface :**

Les évacuateurs de surface prélèvent l'eau destinée à être évacuée à une cote proche de la cote normale de retenue du barrage :

- **Évacuateur à entonnement frontal** : L'eau s'écoule par-dessus le déversoir frontal lorsque le niveau d'eau dépasse le seuil critique.
- **Évacuateur à entonnement latéral :** L'eau s'écoule par-dessus le déversoir latéral situé sur le flanc du barrage.
- **Évacuateur en labyrinthe :** Le déversoir est conçu avec une configuration complexe en labyrinthe pour assurer un déversement contrôlé.

b) Évacuateur en charge :

Il est conçu pour fonctionner sous une charge constante d'eau.

- **Siphon sommaire pour les petits barrages :** Un système de siphon simple utilisé pour évacuer l'eau en charge pour les petits barrages.
- **Siphon à faible charge et fort débit :** Un siphon adapté pour évacuer de grandes quantités d'eau avec une faible hauteur de charge.

IV.2.1 L'emplacement par rapport à la digue :

- **Évacuateur central :** Situé au centre de la digue, il permet un déversement équilibré de l'excès d'eau.
- **Évacuateur latéral :** Positionné sur les côtés de la digue, il peut être frontal ou latéral selon son orientation.

IV.2.2 Mode de régulation du débit :

- **Seuil vanné :** Le débit est régulé à l'aide de vannes, permettant un contrôle précis du déversement.
- **Seuil non vanné :** L'eau s'écoule librement par-dessus le seuil, sans dispositif de contrôle direct.

IV.2.3 Choix de type d'évacuateur de crue :

Le choix du type d'évacuateur de crue dépend essentiellement des conditions topographiques et géologiques du site, ainsi que du coût de l'ouvrage pour assurer la sécurité aval de la digue. D'autres facteurs importants à prendre en considération dans le choix de l'évacuateur incluent :

1. **Débit de crue attendu :** Il est essentiel de connaître le débit maximal attendu pendant une crue pour déterminer la capacité requise de l'évacuateur. Certains évacuateurs peuvent mieux gérer les débits élevés que d'autres.
2. **Capacité de déversement :** Il faut évaluer si l'évacuateur est capable de déverser efficacement le débit maximal de la crue sans causer de débordements ni de dommages au barrage ou aux environs.

3. **Type de barrage et contraintes structurelles :** Le type de barrage (poids, voûte, enrochement, etc.) et ses contraintes structurelles peuvent influencer le choix du type d'évacuateur qui s'intègre le mieux à la conception et à la sécurité globale du barrage.
4. **Espace disponible :** La disponibilité d'espace sur le barrage et ses rives peut limiter le choix des types d'évacuateurs pouvant être installés.
5. **Topographie du site :** La topographie du site peut affecter l'emplacement et l'orientation de l'évacuateur, ainsi que son mode de fonctionnement.
6. **Type de régulation du débit souhaité :** Certains évacuateurs offrent un contrôle précis du débit à l'aide de vannes, tandis que d'autres permettent un déversement libre sans mécanismes de contrôle.
7. **Exigences environnementales :** Il est important de prendre en compte les exigences environnementales et de minimiser l'impact sur les écosystèmes, la faune et la flore environnante.
8. **Coûts d'installation et d'entretien :** Le coût de construction, d'entretien et de maintenance de l'évacuateur doit être pris en compte pour évaluer la viabilité économique de chaque option.
9. **Sécurité et fiabilité :** La sécurité et la fiabilité de l'évacuateur sont des facteurs critiques pour assurer la protection des populations en aval du barrage.
10. **Adaptabilité aux changements futurs :** Il est important de considérer la capacité de l'évacuateur à s'adapter aux évolutions futures, telles que les changements climatiques ou les besoins en déversement.

IV.2.4 Choix de la variante :

L'évacuateur de crue en tulipe avec une galerie sous la digue peut provoquer des problèmes d'instabilité du remblai en raison des vibrations générées lors de l'évacuation. De plus, le problème de charriage, susceptible de causer la saturation, peut se manifester facilement en cas de crues exceptionnelles, pouvant arracher les arbres du site boisé.

Le faible charge sur l'entonnement circulaire et l'évacuation au pied de la digue peuvent entraîner une érosion régressive. Tous ces problèmes conduisent à rejeter cette variante. L'évacuateur de crue latéral présente une adaptation au site, car les excavations seront réduites. De même, l'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal s'adapte bien au site, car la largeur déversant n'est pas très importante et la topographie permet l'implantation.

Le bon fonctionnement et la sûreté de cette variante, même lors de crues dépassant celle prévue, ainsi que sa facilité de réalisation, en font la solution la plus adéquate tant du point de vue technique qu'économique.

IV.3 Choix de tracé de l'axe :

Pour un tracé judicieux, l'axe de l'évacuateur de crue doit être :

- Le plus court possible.
- Suffisamment éloigné du pied aval du barrage.
- Rectiligne (si possible).

Nous allons donc étudier deux variantes de l'évacuateur de crue :

1) L'évacuateur de crue à surface libre avec entonnement latéral.

2) L'évacuateur de crue en déversoir labyrinthe.

Les évacuateurs de crues à surface libre se composent, d'amant aval des ouvrages suivants :

- Canal d'approche.
- Seuil déversant
- Coursier
- Dissipation d'énergie
- Cana de fuite pour l'évacuation des eaux vers l'oued

Le choix de l'évacuateur dépendra du contexte topographique, géologie de notre site, alors notre choix est arrêté pour un évacuateur de crue a surface libre, soit à entonnement frontal ou latéral sur la rive droite.

Parmi les avantages de ces ouvrages :

- ✓ Adaptation au site.
- ✓ Control de la crue.
- ✓ Entretient facile.
- ✓ Pas de risque de saturation.
- ✓ Un bon rendement.

IV.4 L'évacuateur de crue en déversoir labyrinthe :

L'évacuateur de surface est constitué au départ de la retenue par un déversoir, dont le seuil se développe en général linéairement. Ce seuil débute dans un chenal dont l'axe peut être parallèle au seuil (entonnement latéral ou perpendiculaire à celui-ci entonnement frontal).

Le déversoir en labyrinthe est souvent une solution efficace pour augmenter la capacité de l'évacuation d'eau. Néanmoins, l'emplacement du labyrinthe est soumis aux conditions particulières du site.

Les données utilisées :

- Largeur d'évacuateur b=10m.
- Débit évacuée Q=148.16 m^3/s.
- Charge hydraulique H=3.54 m.
- Hauteur de la pelle H_p= 4.5 m.

IV.4.1 Vitesse d'approche :

La vitesse d'approche donnée par la relation suivante :

$$V = Q / (P+H) * b \quad \textbf{(IV-1)}$$

Q : débit évacue.

b : largeur du déversoir.

$$V = 1.68 m/s$$

La vitesse admissible pour le tronçon non revêtu (4,4 ÷10) m/s, $V<V_{adm}$, donc pas de risque d'érosion.

IV.4.2 Déversoir en labyrinthe :

Ce type de déversoir a une forme en plan non linéaire connue par la répétition de multiples formes en plan le plus souvent rectangulaire, triangulaire ou trapézoïdale (Crookston, 2010), pour notre cas on va dimensionner un labyrinthe de forme trapézoïdale.

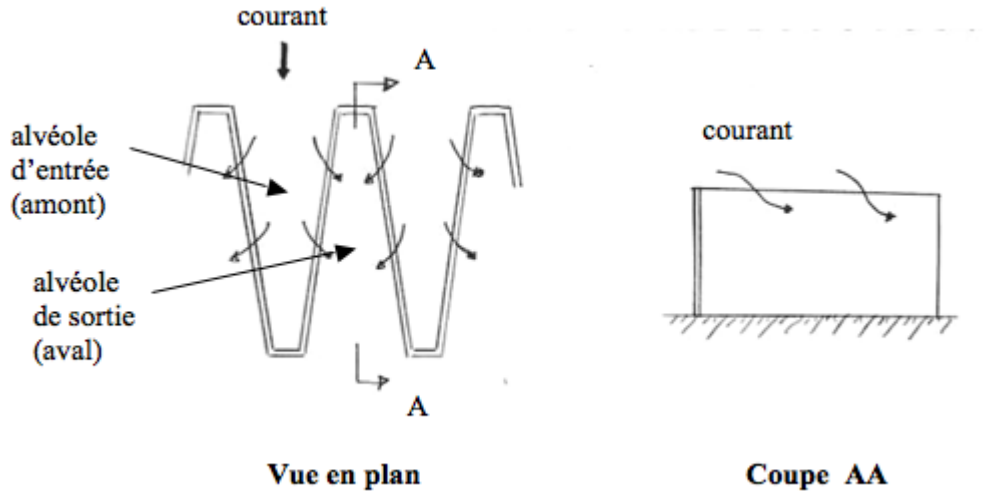


Figure IV. 1 : Schéma d'un déversoir en labyrinthe (Source : support de cour Mr. Zeroual).

- **Détermination le rapport (L/w) :**

Pour déterminer ce rapport on utilise les relations suivantes :

- ✓ **Formule de Dervas (1971):**

$$Q_L = C_w W h^{3/2} \quad \textbf{(IV-2)}$$

Avec:

Q_L: débit de labyrinthe en m^3/s.

C_L : coefficient de décharge.

W : largeur de déversoir en m.

h : hauteur déversant en m.

Il faut la condition suivante doit vérifier pour utiliser cette formule :

$\frac{w}{p} \leq 2$

Avec :

w : largeur pour un cycle.

p : hauteur de la pelle.

Alors :

$\frac{2}{4.5} = 0.45 \leq 2 \rightarrow$ Condition vérifier.

Donc : $C_w = \frac{Q_L}{Wh^{1.5}}$

$C_w = 4.5$

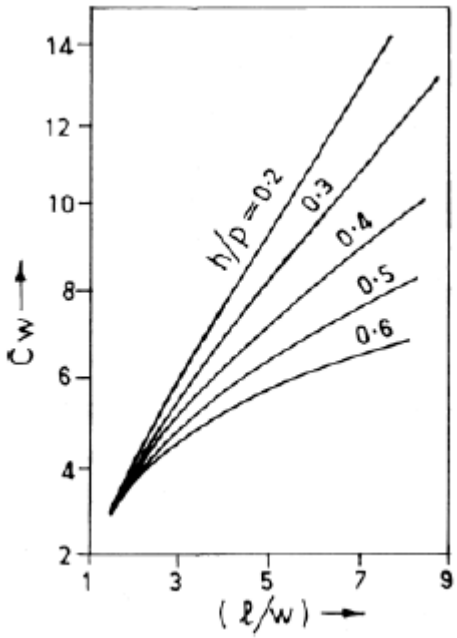


Figure IV. 2 **:** Abaque de relation entre Cw, h/P et L/w (Darvas 1971), (Source : support de cour Mr. Zeroual).

On a h/p=0.6 et C_w=4.5 donc d'après l'abaque ⟶ L/w=2.9

- ✓ **Formule de Zarrouk, Seqqat Dakhma , Chérif (1995) :**

$$\mu_w = \frac{Q_l}{W \times \sqrt{2g} h^{1.5}} \textbf{ (IV-3)}$$

$Q_{L:}$ débit de labyrinthe en m^3/s.

W : largeur de déversoir en m.

h : hauteur déversant en m.

Donc :

$$\mu_w = 1.22$$

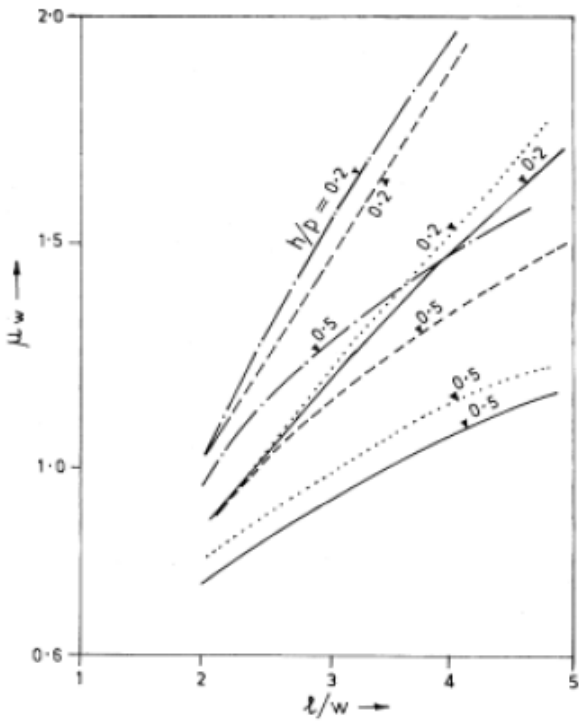


Figure IV.3: Abaque relation μw, h/P et l/w (Zarrouk, Seqqat-Dakhma, Chérif 1995), (Source : support de cour Mr. Zeroual).

D'après l'abaque de Zarrouk ⟶ L/w=2.5

La moyenne entre les deux Formules :

L/w =2.7

On obtient les résultats suivants :

Tableau IV.1 : les résultats des calculs de labyrinthe

Largeur de labyrinthe	10 m
Le nombre de cycle	5 m
Largeur de cycle	2 m
Le rapport w/p	0.45
Largeur L	7.29m

Calcul a et b de déversoir labyrinthe :

On a :

L= 4a+2b

On pose a=0.5 m, alors :

b=(7.29-4*0.3)/2=3.1m

- **Calcule l'angle α_{max} et α :**

1-calculer l'angle α_{max} :

On calcule l'angle maximale par la relation suivant :

$$\alpha_{max} = \sin^{-1}\left[\frac{\frac{W}{10}}{b+2a}\right] \textbf{(IV.4)}$$

α max : angle maximale que fait le déversoir.

W : largeur totale de déversoir labyrinthe W=10m.

On a a= 0.3 m et b=3.1m.

Alors:

α_{max}=12.25 °

2- calculer l'angle α :

On calcule l'angle réelle de déversoir par la relation suivante :

$$\alpha = \sin^{-1}\left[\frac{\frac{W}{10} - 2a}{b}\right] (\textbf{IV.5})$$

Avec :

α : l'angle réelle de déversoir.

W : largeur totale de déversoir labyrinthe W=10m.

α =4.31°≃5 °

✓ On calcule le rapport entre les angles :

$$\alpha/\alpha \max = 0.41°$$

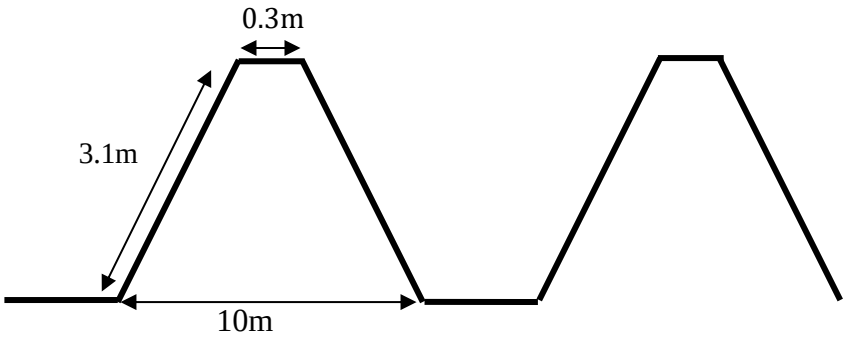


Figure IV.4 : Schéma de déversoir labyrinthe avec dimensionnement

IV.4.3 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.

- Calcul de hauteur critique :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{1}{9.81} * \left(\frac{148.16}{7}\right)^2} = 3.57\text{m}$$

hc : hauteur critique (m)

Q : débit laminé (m3/s).

b : largeur de l'évacuateur de crue (m) b=10 m.

- Calcul de la hauteur normale :

$$Q = \frac{1}{n} \cdot I^{1/2}. (b*h_n)^{5/3}.(2.h_n+b)^{-2/3} \textbf{ (IV-6)}$$

$$h_n = 0.65 \text{ m}$$

On a hn<hc alors la condition et vérifier ⟶ Écoulement torrentiel

- **La méthode d'intégration numérique :**

Il semble que vous parliez de la méthode d'intégration numérique pour résoudre l'équation différentielle du mouvement dans le contexte de canaux prismatiques. L'intégration numérique est une approche couramment utilisée pour résoudre des équations différentielles lorsque des solutions analytiques ne sont pas facilement obtenues, consiste à discrétiser l'équation différentielle en petits intervalles, puis à utiliser des approximations pour calculer les valeurs de la solution aux différents points, en considérons dQ/dx=0 est :

$$dy/dx= (S_0-S_f)/(1-Fr^2) \quad \textbf{(IV-7)}$$

d'Ou:

S_0 : la pente du fond.

S_f : pente de ligne d'énergie.

En utilisant l'équation de Manning pour calculer la pente de la ligne d'énergie S_f, pour chaque profondeur, l'équation devient en différences finis :

$$\frac{\Delta Y}{\Delta X} = \frac{S_0 - \frac{n^2 Q^2}{A^2 R^{\frac{4}{3}}}}{1 - \frac{Q^2 B}{g A^3}} \quad \textbf{(IV-8)}$$

On donne des valeurs arbitraires a y_i et on calcul la distance Δx pour chaque profondeur y_i, et on calcul la profondeur moyenne : $y_{moy}= (y_i+y_{i+1}) /2$.

Cette valeur permet de calculer la section d'écoulement moyenne et le rayon hydraulique moyen, on calcule jusqu'à trouver la somme de Δx égale a la longueur de coursier.

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV-2 : calcul de ligne d'eau de coursier.

y	ymoy	Smoy	Pmoy	Rmoy	Fr^2	1-FR^2	$n^2Q^2/A^2R^{(4/3)}$	I0-G1	DELTAx	L
3.57										0
3.5	3.535	70.70	27.070	2.612	0.127	0.873	0.000	0.050	1.229	1.229
3.4	3.45	69.00	26.900	2.565	0.136	0.864	0.000	0.050	1.216	2.457
3.3	3.35	67.00	26.700	2.509	0.149	0.851	0.000	0.050	1.198	3.673
3.2	3.25	65.00	26.500	2.453	0.163	0.837	0.000	0.050	1.179	4.871
3.1	3.15	63.00	26.300	2.395	0.179	0.821	0.000	0.050	1.157	6.050
3	3.05	61.00	26.100	2.337	0.197	0.803	0.000	0.050	1.132	7.207
2.9	2.95	59.00	25.900	2.278	0.218	0.782	0.000	0.050	1.104	8.340
2.8	2.85	57.00	25.700	2.218	0.242	0.758	0.000	0.050	1.071	9.444
2.7	2.75	55.00	25.500	2.157	0.269	0.731	0.001	0.049	1.034	10.515
2.6	2.65	53.00	25.300	2.095	0.301	0.699	0.001	0.049	0.990	11.549
2.5	2.55	51.00	25.100	2.032	0.337	0.663	0.001	0.049	0.940	12.540
2.4	2.45	49.00	24.900	1.968	0.380	0.620	0.001	0.049	0.880	13.480
2.3	2.35	47.00	24.700	1.903	0.431	0.569	0.001	0.049	0.810	14.360
2.2	2.25	45.00	24.500	1.837	0.491	0.509	0.001	0.049	0.726	15.170
2.1	2.15	43.00	24.300	1.770	0.563	0.437	0.001	0.049	0.626	15.896
2	2.05	41.00	24.100	1.701	0.649	0.351	0.001	0.049	0.504	16.522
1.9	1.95	39.00	23.900	1.632	0.754	0.246	0.001	0.049	0.354	17.025
1.8	1.85	37.00	23.700	1.561	0.884	0.116	0.002	0.048	0.169	17.379
1.7	1.75	35.00	23.500	1.489	1.044	-0.044	0.002	0.048	-0.064	17.210
1.6	1.65	33.00	23.300	1.416	1.245	-0.245	0.002	0.048	-0.361	17.274
1.5	1.55	31.00	23.100	1.342	1.502	-0.502	0.003	0.047	-0.748	17.636
1.4	1.45	29.00	22.900	1.266	1.835	-0.835	0.004	0.046	-1.263	18.384
1.3	1.35	27.00	22.700	1.189	2.274	-1.274	0.005	0.045	-1.967	19.647
1.2	1.25	25.00	22.500	1.111	2.864	-1.864	0.006	0.044	-2.965	21.615
1.1	1.15	23.00	22.300	1.031	3.678	-2.678	0.008	0.042	-4.443	24.579
1	1.05	21.00	22.100	0.950	4.832	-3.832	0.010	0.040	-6.782	29.023
0.9	0.95	19.00	21.900	0.868	6.525	-5.525	0.014	0.036	-10.864	35.804
0.8	0.85	17.00	21.700	0.783	9.109	-8.109	0.021	0.029	-19.317	46.669
0.7	0.75	15.00	21.500	0.698	13.260	-12.260	0.031	0.019	-44.939	65.986
0.705	0.7025	14.05	21.405	0.656	16.136	-15.136	0.038	0.012	-6.418	72.403

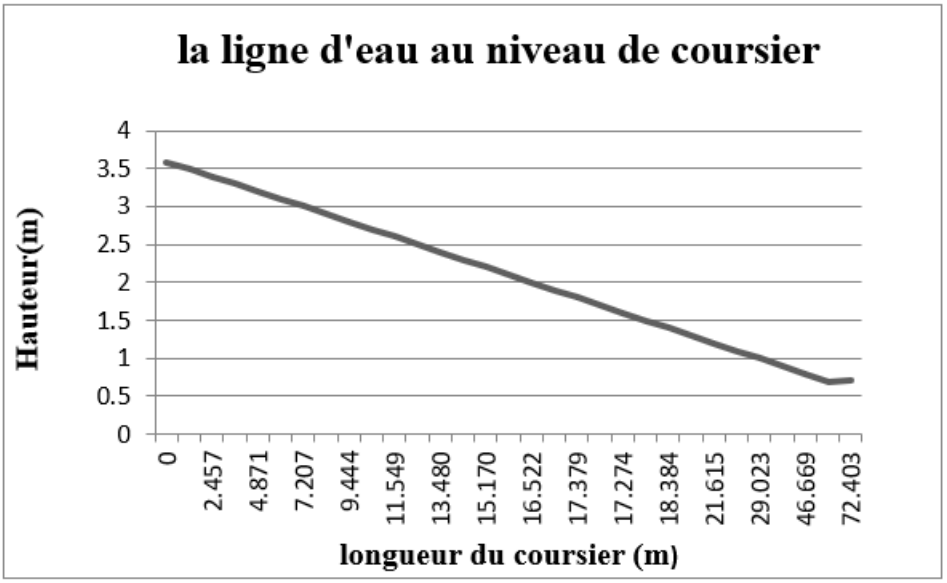


Figure IV-5 : courbe de la ligne d'eau dans le coursier.

IV.4.4 Détermination de la hauteur des murs bajoyers :

Les hauteurs des murs bajoyers sont déterminées comme suites :

$$H_{baj}=H+R \quad \textbf{(IV.9)}$$

Où :

R : la revanche (m),

$$R=0{,}06 \times 0{,}05 \times V \times H^{1/3} \quad \textbf{(IV.10)}$$

On a R=1.32

$H_m = h_n+R$

Alors : $H_m=0.65+1.32=1.97m$

IV.4.5 Aération du coursier :

Un écoulement à grande vitesse dans le coursier présent des risques associés tels que l'érosion due à la cavitation et le phénomène d'aération commence à partir d'une section ($V < V_{cr}$),

V_{cr} est donnée par la formule de Voinitch Syanogensky :

$$V_{cr}=6{,}63 \times \sqrt{g \times R\cos\theta} * \sqrt{1+\frac{0{,}0011}{R^2}} \times \left(1+\frac{8{,}71 \times n}{R^{\frac{1}{6}}}\right) \quad \textbf{(IV.11)}$$

Avec :

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 est présenté dans le tableau suivant :

Tableau IV.3: Vérification le phénomène d'aération dans le coursier.

H(m)	V	R(m)	Vcr	Condition
3,57	2,89	0,27	10,60	Vérifiée
0,84	12,27	0,70	17,08	Vérifiée
0,71	14,52	0,78	18,03	Vérifiée
0,58	17,77	0,89	19,26	Vérifiée
0,45	22,91	1,00	22,98	Vérifiée
0,32	23,21	1,07	23,40	Vérifiée
0,19	25,25	1,09	26,20	Vérifiée
0,135	27,35	1,13	27,50	Non vérifie

Dans notre cas la condition dans la section 8 n'est pas vérifiée, donc nous avons le problème de vagues roulantes.

Pour que la condition soit vérifiée, il faut que $V < V_{cr}$:

Si en prend pour la dernière section $V < V_{cr}$=27,50, il faut que V=27 m/s, donc la rugosité sera :

$$n=\frac{\frac{R1}{6}\times-\sqrt{RI}}{V\ adm} \textbf{(IV.12)}$$

n=0,02

IV.4.6 L'ouvrage de restitution :

L'ouvrage de restitution aval est constitué d'une cuillère en « saut de ski » formée par une surface cylindrique de 8 m de rayon. L'arrête terminale de la cuillère est inclinée de 35 degrés sur l'horizontale. L'impact du jet en fond de vallée est situé à une distance de l'ordre de 75 m de l'extrémité aval de la cuillère (en fond de fosse), la restitution éloignée du pied aval du barrage se fait dans des conditions de sécurité très favorables, écartant tout risque d'érosion régressive dommageable pour les ouvrages.

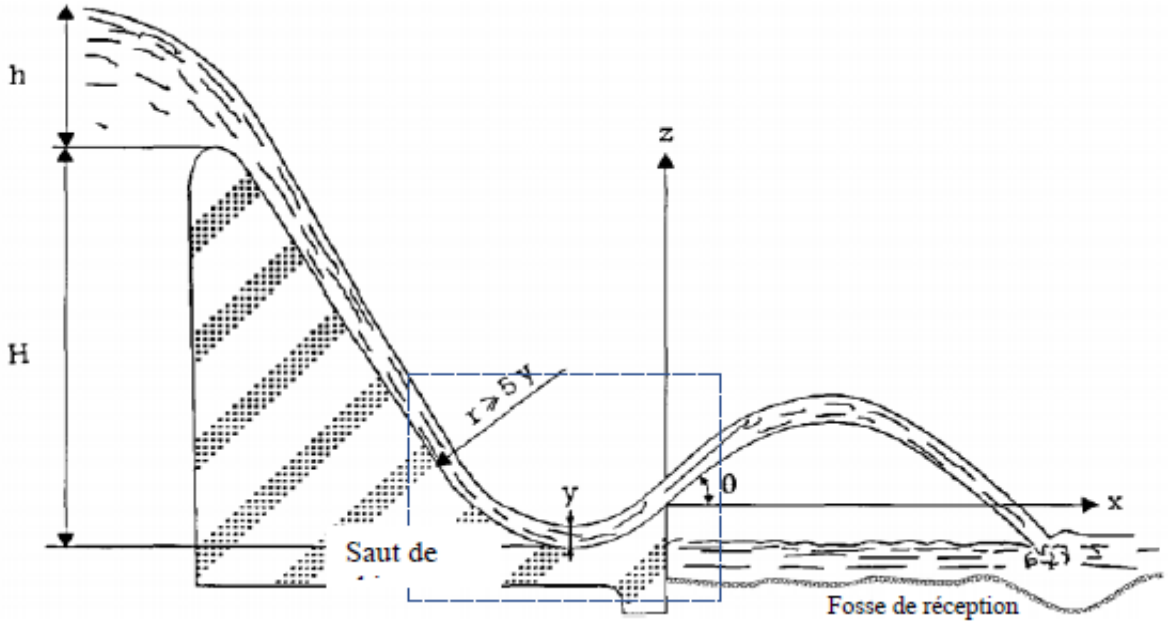


Figure IV-6 : Schéma d'un évacuateur avec saut de ski (source : USBR désign of small dams (Duncan et al. 1987)).

- ✓ **Dimensionnement de l'ouvrage de restitution (saut de ski) :**
- ✓ ***RAYON MINIMUM :***

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.

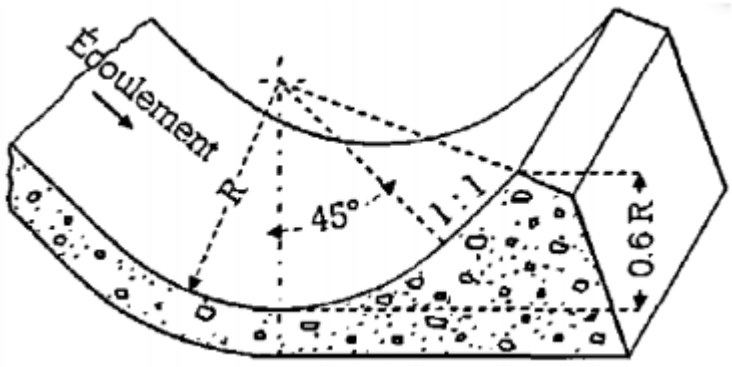


Figure IV.7 : Schéma d'un saut de ski (Google image).

Le rayon minimum "Rmin" dépend de nombre de Froude, il est calculé à partir de l'abaque qui se trouve dans l'annexe D :

Alors on a : $F_r = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$ **(IV.13)**

AN Fr=16.35

De l'abaque on a Fr=16.35 → $0.03 = \frac{R_{min}}{h1+\frac{V_1^2}{2g}}$ **(IV.14)**

Avec Rmin : rayon minimum (m).

V1 : vitesse en bas de coursier (m/s).

h1 : hauteur en bas de coursier (m).

AN Rmin= 2.25 m

Alors on opte pour un rayon de R= 2.5 m

✓ *ANGLE DE DECOLLAGE 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 :

$$X = 1.8(h + \frac{V^2}{2g}) \sin 2\theta \quad \textbf{(IV.15)}$$

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 :

$$Y = 0.9 \sin(\theta)^2 \times H_t \quad \textbf{(IV.16)}$$

Avec $H_t = cote_{NPHE} - cote_{fond} - h1$ **(IV.17)**

AN Ht= 26.10 m

Les hauteurs et les distances de jet pour les différents angles θ sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau IV.4: Résultats de calcules des hauteurs et distances suivants les différents angles de jet

θ°	20	25	30	35
X (m)	45.51	54.23	61.31	66.52
Y (m)	2.73	3.50	5.85	7.70

D'après les résultats de Tableau IV-10 : on va perdre un angle 25°

Alors : X= 54.23 m et Y=3.50 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 :

$$H_{aff} = 1.9 \times H^{0.225} \times q^{0.54} \quad \textbf{(IV.18)}$$

Avec Haff : profondeur de la fosse d'affouillement (m).

$$H = 0.9 \sin(\theta)^2 \times H_t + \alpha. \textbf{(IV.19)}$$

Avec Ht= 26.10 m et α= 1 m

AN H= 5.19 m

Haff= 20.38m

IV.5 L'évacuateur de crue a surface libre avec entonnement latéral :

Les évacuateurs de crue à surface libre à entonnement latéral se composent principalement des ouvrages suivants :

- Un canal d'amenée,
- Un déversoir,
- Auge de réception,
- Coursier,
- Un bassin de dissipation,

IV.5.1 Canal d'amenée :

Le canal d'approche a pour rôle d'orienter le débit de la crue en direction du seuil de déversement ; il est nécessaire qu'il achemine l'eau jusqu'au déversoir dans un environnement calme, excluant toute turbulence, Les proportions du canal (tant en termes de largeur que de longueur) seront déterminées par la taille du déversoir, son modèle, sa position ainsi que les spécificités topographiques de la région,

- **La vitesse d'approche :**

$$V = \frac{Q}{H \times b} \textbf{(IV.23)}$$

Avec :

Q : débit évacué (m^3/s),
H: la charge d'eau (m),

V=2,09 m/s

La vitesse admissible pour le tronçon non revêtu est (4,4÷ 10) m/s,

$V<V_{adm}$ → pas de risque d'érosion,

- **Hauteur du mur de canal d'approche :**

$$H_m=H + R \quad \textbf{(4.24)}$$

R : la revanche du canal (m),

Alors :

$$H_m=6,04m$$

IV.5.2 Déversoir et canal latéral :

La suggestion de l'USCE (United States Army, Corps of Engineers) pour le revêtement vertical amont implique l'utilisation d'une configuration en trois arcs circulaires dans le quadrant amont (x<0), tandis que le quadrant aval serait traité avec une approche basée sur une fonction de puissance,

Les caractéristiques de l'écoulement au sein d'un déversoir dépendent étroitement de sa configuration géométrique, Ainsi, afin de prévenir la formation de cavitation, le choix s'est porté sur un déversoir à profil Creager, caractérisé par des parois minces.

- ✓ **Quadrant Aval :**

Les coordonnées du profil du déversoir sont calculées au moyen de l'expression suivante :

$$\frac{Y}{H_0}= 0,47 \times (\frac{X}{H_0})^{1,85} \textbf{ (IV.25)}$$

Le calcule présenter dans le tableau suivant :

Tableau IV.5 : calcul de l'auge de réception

X/H	Y/H	Y'/H
0	0.317	-2.081
0.26	0.093	-2.011
0.51	0.021	-1.96
0.76	0.003	-1.88
1.01	0.021	-1.78
1.51	0.093	-1.58
2.01	0.371	-1.29
2.51	0.643	-0.98
3.01	0.986	-0.572
3.51	1.416	-0.078
4.26	2.186	0.776
5.01	3.091	1.763
6.26	4.93	3.78
7.51	7.063	6.28
8.76	9.57	9.15

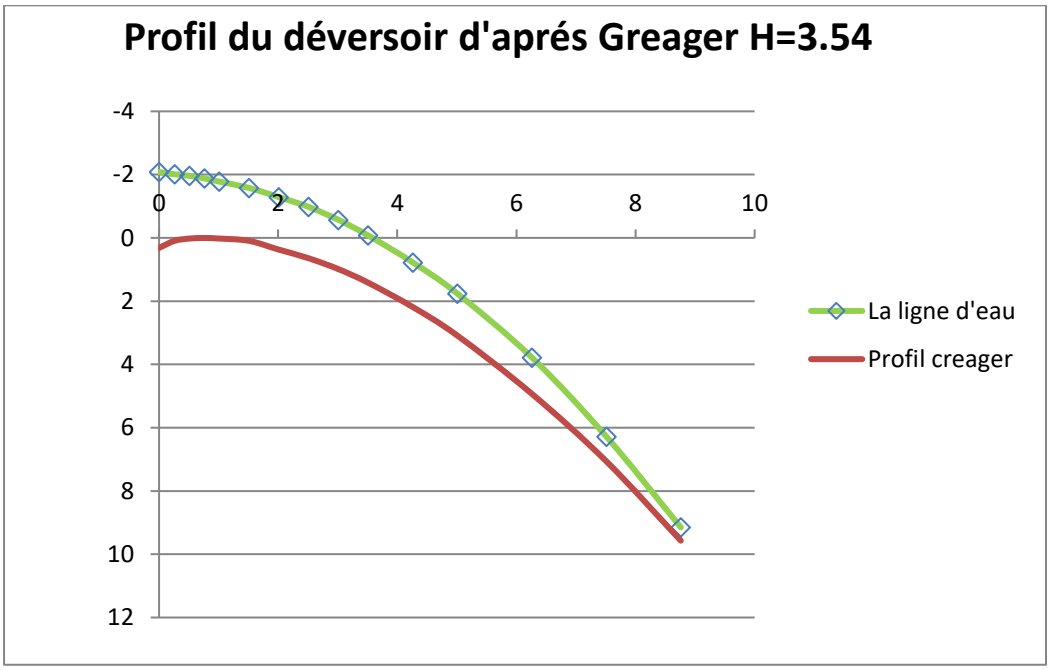


Figure IV.8 : Profil déversoir type Greager (H=3.54m)

✓ **Quadrant Amont :**

La figure suivante présente la proposition pour le parement amont de l'USCE (United States Army, Corps Of Engineers) ,1958.

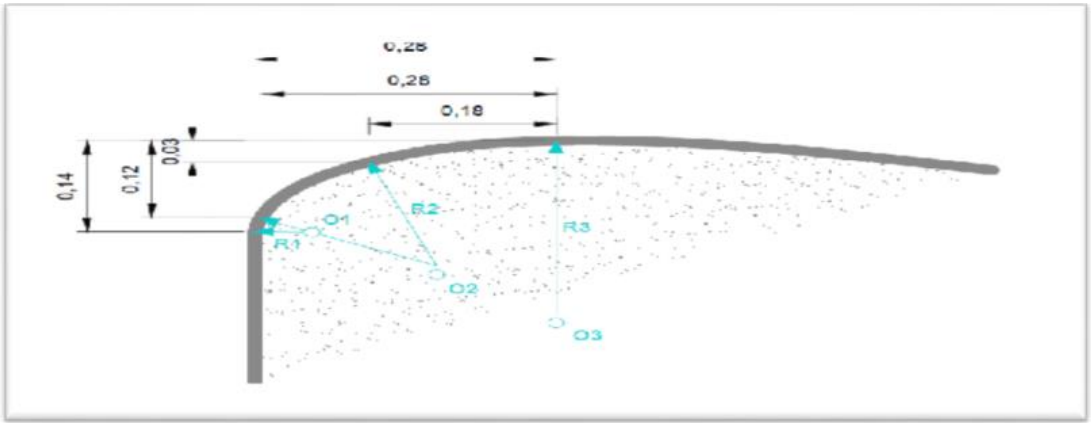


Figure IV.9 : Détail schématique du quadrant amont.

✓ **Rayon de raccordement du déversoir :**

Dans le cas P < 10m, on prend R=0.5*P

On a :P=4.5m<10m

Alors :

R=0.5*4.5=2.25m

- **Calcul la longueur du seuil déversoir :**

Le calcul de longueur de seuil déversant par la formule suivante :

$$L=Q/ (m \times H^{3/2} \times \sqrt{2g}) \quad \textbf{(IV.26)}$$

Q : débit évacué en m^3/s,

m : coefficient de débit m=0,36,

H : charge hydraulique,

L : largeur déversant,

On divise la largeur déversant en 6 tronçons et on établit les distances partielles de l'origine jusqu'à chaque site Xi0, voir figure IV.7 :

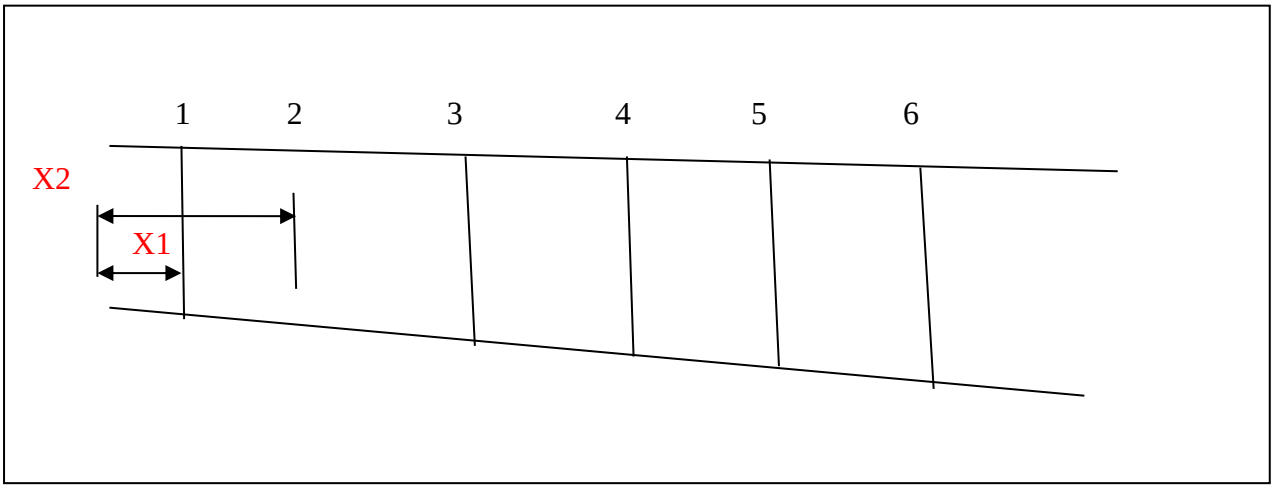


Figure IV.10 : Représentation des tranchées.

- On fixe la vitesse moyenne de l'eau au bout de la tranchée et celle de la fin 0,

- On fixe les largeurs à partir de la topographie,
- On calcule la profondeur d'eau, tel que :

$$h = Q/(b \times V) \quad \textbf{(IV.27)}$$

- On détermine le coefficient de Chézy par la formule suivante :

$$V = C,\sqrt{R,I} \quad \textbf{(IV.28)}$$

$$C = \frac{1}{n} \times R^{1/6} \quad \textbf{(IV.29)}$$

- On calcul la pente moyenne :

$$I_{moy} = (V^2/C^2) \times R \quad \textbf{(IV.31)}$$

- Calcul de la perte de charge :

$$\Delta h = I_{moy} \times (X_2 - X_1) \quad \textbf{(IV.32)}$$

- **L'auge de réception :**

La distance de la section considérée complète a partir de l'extrémité de l'auge de réception pour un écoulement libre par le déversoir, le calcul de cote de l'auge et la cote de la ligne d'eau présenté dans les deux tableau suivant :

Tableau IV.6 : Calcul de l'auge de réception.

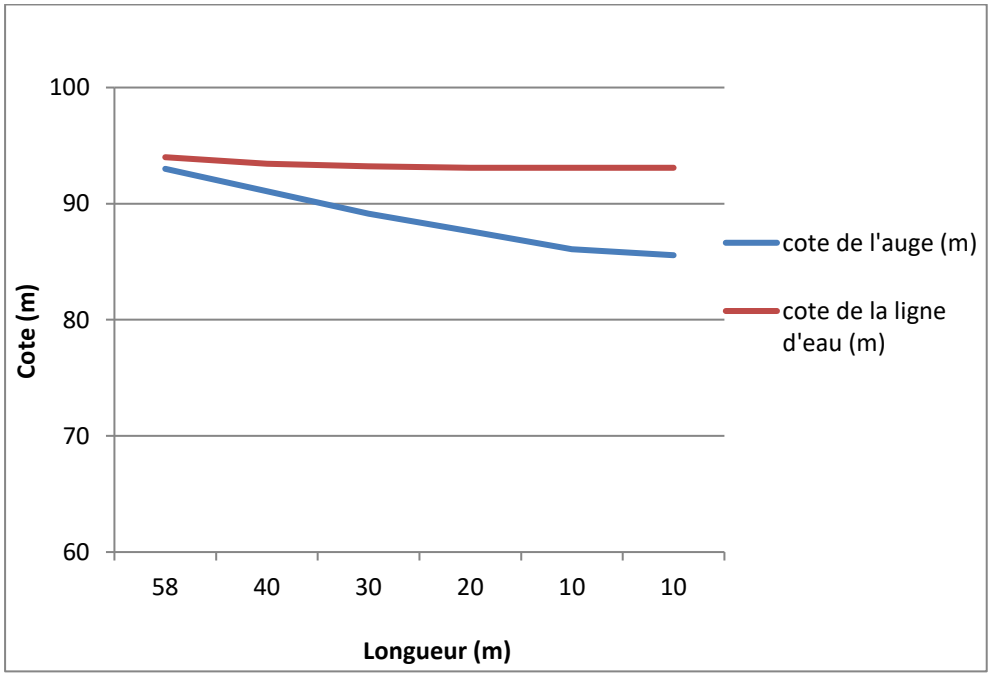
Section	X	Qt	V	bi	hi	Imax	I	ΔH
6	58	148,16	6	12	1,94	0,009	0,0088	0,22
5	40	100,4	6	8,6	1,94	0,01	0,01	0,2
4	30	68,6	6	6	1,91	0,014	0,11	0,28
3	20	36,7	6	4	1,53	0,014	0,017	0,14
2	10	20,7	4,5	3	1,53	0,012	0,011	0,12
1	10	4,8	3	3	0,53	0,01	0,013	0,1

Les autres calculs dans le tableau IV.7 :

Tableau IV.7 : Calcul des côtes de l'auge et la ligne d'eau.

Section	hi(m)	ΔH(m)	Côte de l'auge (m)	Côte de la ligne d'eau (m)
6	1,94	0,22	93	94
5	1,94	0,2	91,06	93,43
4	1,91	0,28	89,15	93,23
3	1,53	0,14	87,62	93,09
2	1,53	0,12	86,09	93,09
1	0,53	0,1	85,56	93,09

Le calcul des cotes de l'auge et la ligne d'eau, présenté dans la figure IV.11 :



FigureIV.11 : Côte de la ligne d'eau et du fond de la tranchée.

IV.5.3 Chenal d'écoulement :

Suit directement le déversoir, il est généralement de section rectangulaire, L'écoulement doit être fluvial pour permettre le passage à l'écoulement torrentiel, à l'extrémité aval (débit de coursier), ou la pente du fond est inférieure à la pente critique I_c,

1. **La profondeur critique :**

$$Y_c=\sqrt[3]{\frac{1}{g},\left(\frac{Q}{b}\right)^2} \quad \textbf{(IV.32)}$$

Q : débit maximum a évacué en m^3/s,

b : la largeur de déversoir en m,

g : l'accélération de pesanteur (g = 9,81 m^2/s),

Y_c= 1,77 m

2. **Pente critique :**

La pente critique se détermine par la formule de Manning :

Pour une section rectangulaire :

$$I_c=\left[\frac{Q\times(b+2\times yc)^{\frac{2}{3}}}{k\times(b\times yc)^{\frac{5}{3}}}\right]^2 \quad \textbf{(IV.33)}$$

D'où **:** **I_c=1,53%**

IV.5.4 Coursier :

Le coursier succède au chenal d'écoulement et guide le flux d'eau du convergent vers le bassin de dissipation, Opter pour une configuration rectangulaire pour sa section est vivement recommandé, car cela favorise un écoulement stable et uniforme,

a) Largeur du coursier :

La largeur est exprimée par :

$$B=Q^{0,4} \quad \textbf{(IV.34)}$$

Alors :

B=**9,54m**

On prend B=10m

b) Profondeur critique :

$$\frac{Q^2B}{g,s^3}=1 \quad \textbf{(IV.35)}$$

Pour un canal rectangulaire :

$$h_{cr}=\sqrt[3]{\frac{Q^2}{g,B^2}} \quad \textbf{(IV.36)}$$

Alors h_{cr}=2,82m

c) La pente critique :

La pente d'un canal uniforme, en fonction d'un débit spécifique, représente la déclivité que ce canal devrait avoir afin que la profondeur habituelle du courant en question coïncide avec la profondeur critique, Pour déterminer Icr, nous utiliserons ainsi l'équation associée au régime uniforme,

$$Q = S_c,C,\sqrt{Rc,Icr} \quad \textbf{(IV.37)}$$

Avec :

$$\frac{Q^2B}{g,s^3}=1$$

Pour une section rectangulaire S=h × b :

$$I_{cr}=\frac{g,h_c}{C^2,R_c} \quad \textbf{(IV.38)}$$

Avec :

I_{cr} : La pente critique,

R_c : rayon hydraulique critique,

$$C_c=\frac{R^{\frac{1}{6}}}{n} \quad \textbf{(IV.39)}$$

C_c : coefficient de Chézy,

n : coefficient de rugosité,

Tableau IV.8 : Les résultats des calculs.

S_c (m^2)	28,2
P_c(m)	15,64
R_c(m)	1,8
C_c (m^{-6})	78,78
I_{cr} (%)	0,24

d) La profondeur normale :

La profondeur normale h_n est la profondeur qui apparait pour le débit Q et la pente I du chenal si l'écoulement était uniforme, cette profondeur se déduit de la formule de Chézy :

$$Q = S \times C \times \sqrt{R \times I} \quad \textbf{(IV.40)}$$

Avec :

S : Section du chenal d'écoulement $S = b * h_n$;

C : Coefficient de Chézy $C = R^{1/6}/n$

R : Rayon hydraulique

$$R = S/P = \frac{b \times hn}{2,hn+b} \quad \textbf{(IV.41)}$$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout par itération,

$$Q = \frac{1}{n} \times I^{1/2}, (b \times h_n)^{5/3}, (2,h_n+b)^{-2/3} \quad \textbf{(IV.42)}$$

On trouve: $h_n = 0,58$ m

$$V_n = \frac{Q}{hn \times b} \quad \textbf{(IV.43)}$$

$V_n = 14,41$ m/s

Nous constatons que $h_n < h_{cr}$ et $I_{cr} < I$ (régime torrentiel),

IV.5.5 Calcul la ligne d'eau dans le coursier :

L'intégration numérique est une approche utilisée pour résoudre les équations différentielles, lorsque des solutions analytiques ne sont pas facilement obtenues, elle consiste à discrétiser l'équation différentielle en petits intervalles, puis à utiliser des approximations pour calculer les valeurs de la solution aux différents points, en considérons dQ/dx=0 est :

$$dy/dx= (S_0-S_f)/(1-Fr^2 \quad \textbf{(IV-44)}$$

Ou:

S_0 : la pente du fond,

S_f : pente de ligne d'énergie,

En utilisant l'équation de Manning pour calculer la pente de la ligne d'énergie S_f, pour chaque profondeur, l'équation devient en différences finis :

$$\frac{\Delta Y}{\Delta X} = \frac{S_0 - \frac{n^2 Q^2}{A^2 R^{\frac{4}{3}}}}{1 - \frac{Q^2 B}{g A^3}} \qquad \textbf{(IV.45)}$$

On donne des valeurs arbitraires a y_i et on calcul la distance Δx pour chaque profondeur y_i, et on calcul la profondeur moyenne :

$$y_{moy}= (y_i+y_{i+1})/2 \quad \textbf{(IV.46)}$$

Cette valeur permet de calculer la section d'écoulement moyenne et le rayon hydraulique moyen, on calcule jusqu'à trouver la somme de Δx égale a la longueur de coursier,

Dans notre cas toujours $y_i < y_0$ (courbe de remous type S2),

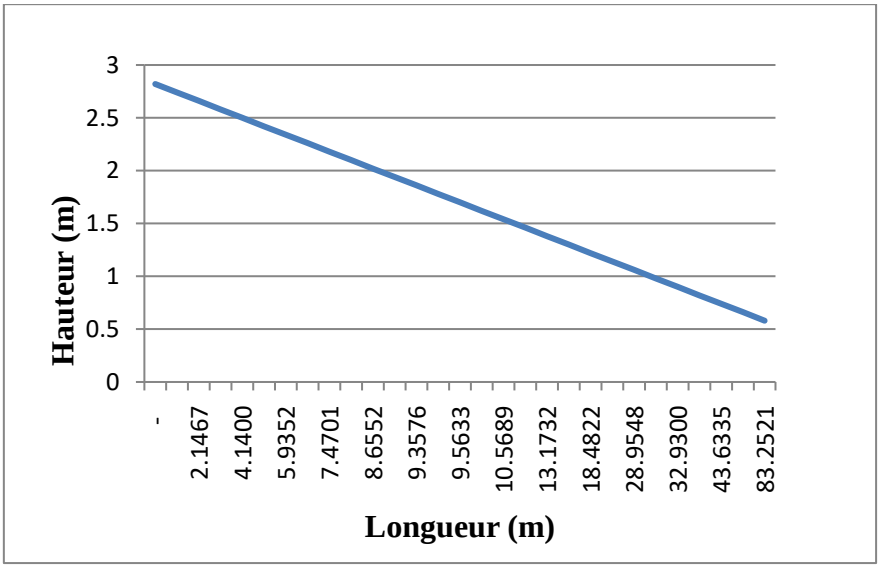
Les paramètres hydrauliques calculé à la fin de convergent sont considéré comme donnée pour le dimensionnement et le calcul de la ligne d'eau dans le coursier.

Les résultats de calcul sont exposés dans le tableau (IV.9)

Tableau IV.9 : Calcul la ligne d'eau.

y	ymoy	Smoy	Pmoy	Rmoy	Fr^2	$1-FR^2$	$n^2Q^2/A^2R^{(4/3)}$	I0-G1	DELTAx	L
2.82										
2.74	2.78	55.6	25.560	2.1753	0.2604	0.7396	0.0007	0.0543	1.0903	1.0903
2.66	2.7	54	25.400	2.1260	0.2842	0.7158	0.0008	0.0542	1.0564	2.1467
2.58	2.62	52.4	25.240	2.0761	0.3110	0.6890	0.0009	0.0541	1.0183	3.1649
2.5	2.54	50.8	25.080	2.0255	0.3414	0.6586	0.0010	0.0540	0.9750	4.1400
2.42	2.46	49.2	24.920	1.9743	0.3758	0.6242	0.0011	0.0539	0.9258	5.0657
2.34	2.38	47.6	24.760	1.9225	0.4150	0.5850	0.0012	0.0538	0.8695	5.9352
2.26	2.3	46	24.600	1.8699	0.4598	0.5402	0.0013	0.0537	0.8048	6.7400
2.18	2.22	44.4	24.440	1.8167	0.5113	0.4887	0.0015	0.0535	0.7301	7.4701
2.1	2.14	42.8	24.280	1.7628	0.5708	0.4292	0.0016	0.0534	0.6433	8.1134
2.02	2.06	41.2	24.120	1.7081	0.6399	0.3601	0.0018	0.0532	0.5418	8.6552
1.94	1.98	39.6	23.960	1.6528	0.7207	0.2793	0.0021	0.0529	0.4222	9.0774
1.86	1.9	38	23.800	1.5966	0.8156	0.1844	0.0024	0.0526	0.2802	9.3576
1.78	1.82	36.4	23.640	1.5398	0.9279	0.0721	0.0027	0.0523	0.1102	9.4678
1.7	1.74	34.8	23.480	1.4821	1.0619	- 0.0619	0.0031	0.0519	- 0.0954	9.5633
1.62	1.66	33.2	23.320	1.4237	1.2229	- 0.2229	0.0036	0.0514	- 0.3470	9.9102
1.54	1.58	31.6	23.160	1.3644	1.4183	- 0.4183	0.0042	0.0508	- 0.6587	10.5689
1.46	1.5	30	23.000	1.3043	1.6575	- 0.6575	0.0049	0.0501	- 1.0509	11.6198
1.38	1.42	28.4	22.840	1.2434	1.9537	- 0.9537	0.0059	0.0491	- 1.5534	13.1732
1.3	1.34	26.8	22.680	1.1817	2.3250	- 1.3250	0.0071	0.0479	- 2.2115	15.3847
1.22	1.26	25.2	22.520	1.1190	2.7965	- 1.7965	0.0086	0.0464	- 3.0974	18.4822
1.14	1.18	23.6	22.360	1.0555	3.4048	- 2.4048	0.0106	0.0444	- 4.3329	22.8150
1.06	1.1	22	22.200	0.9910	4.2030	- 3.2030	0.0133	0.0417	- 6.1398	28.9548
0.98	1.02	9.18	11.04	0.8315	1.8974	- 0.8974	0.0070	0.0480	- 1.4963	30.4511
0.9	0.94	8.46	10.88	0.7776	2.4243	- 1.4243	0.0090	0.0460	- 2.4789	32.9300
0.82	0.86	7.74	10.72	0.7220	3.1657	- 2.1657	0.0119	0.0431	- 4.0214	36.9514
0.74	0.78	7.02	10.56	0.6648	4.2431	- 3.2431	0.0162	0.0388	- 6.6821	43.6335
0.66	0.7	6.3	10.4	0.6058	5.8705	- 4.8705	0.0227	0.0323	- 12.0742	55.7076
0.58	0.62	5.58	10.24	0.5449	8.4487	- 7.4487	0.0334	0.0216	- 27.5445	83.2521

La courbe de la ligne d'eau dans la figure IV.10 :



FigureIV.10: Calcul la ligne d'eau.

IV.5.6 Détermination de la hauteur des murs bajoyers :

Les hauteurs des murs bajoyers sont déterminées comme suit :

$$H_{baj}=H+R \quad \textbf{(IV.47)}$$

Où :

R : la revanche (m),

$$R=0,06 \times 0,05 \times V \times H^{1/3}n \quad \textbf{(IV.48)}$$

Tableau IV.10 : Hauteur des murs bajoyers.

L(m)	H(m)	V	R(m)	Hbaj (m)
0	2,82	2,65	0,22	3,04
10	1,54	4,81	0,33	1,87
20	1,20	6,17	0,39	1,59
30	1,00	7,40	0,44	1,44
40	0,90	8,23	0,48	1,38
50	0,78	9,50	0,52	1,30
60	0,70	10,58	0,56	1,26
70	0,65	11,40	0,59	1,24
80	0,60	12,35	0,62	1,22
83	0,58	12,77	0,63	1,21

IV.5.7 Aération du coursier :

Un écoulement à grande vitesse dans le coursier présent des risques associés tels que l'érosion due à la cavitation et le phénomène d'aération commence a partir d'une section ($V < V_{cr}$),

V_{cr} est donnée par la formule de Voinitch Syanogensky :

$$V_{cr}=6,63 \times \sqrt{g \times R\cos\theta} \times \sqrt{1+\frac{0,0011}{R^2}} \times \left(1+\frac{8,71*n}{R^{\frac{1}{6}}}\right) \quad \textbf{(IV.49)}$$

Avec :

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 phénomène d'aération dans le coursier présenté dans le tableau suivant **:**

Tableau IV.11: Vérification le phénomène d'aération dans le coursier.

H(m)	V	R(m)	Vcr	Condition
2,82	2,65	0,22	9,57	Vérifiée
1,54	4,81	0,33	11,72	Vérifiée
1,20	6,17	0,39	12,75	Vérifiée
1,00	7,40	0,44	13,54	Vérifiée
0,90	8,23	0,48	14,14	Vérifiée
0,78	9,50	0,52	14,72	Vérifiée
0,70	10,58	0,56	15,28	Vérifiée
0,65	11,40	0,59	15,68	Vérifiée
0,60	12,35	0,62	16,07	Vérifiée
0,58	12,77	0,63	16,20	Vérifiée

La condition d'écoulement est toujours vérifiée donc pas de phénomène d'aération.

IV.5.8 Dissipateur d'énergie :

Le principe de la dissipation d'énergie dans le cours d'eau consiste à ralentir rapidement le flux d'eau, ce qui entraîne un changement dans le régime de l'écoulement, Pour atteindre cet objectif, on utilise un bassin de dissipation à ressaut, dont la forme et le type sont adaptés en fonction de l'énergie du courant torrentiel, les tests effectués par l'USBR (The Bureau of Réclamation) montrent que la formation du ressaut dans le bassin dépend directement du nombre de Froude, comme le détaille le tableau correspondant,

$1 \leq Fr \leq 1,7$ Ressaut ondulé,

$1,7 \leq Fr \leq 2,5$ Ressaut faibles de petites apparaissions en surface,

$2,5 \leq Fr \leq 4,5$ Ressaut oscillant,

$4,5 \leq Fr \leq 9$ Ressaut stable,

$Fr \geq 9$ Ressaut fort (écoulement très turbulent),

Pour notre cas :

$2{,}5 \leq Fr \leq 4{,}5$ et la vitesse à la sortie de coursier est supérieure à 15 m/s, donc on choisit un bassin de dissipation de type "I ", voir figure IV.11.

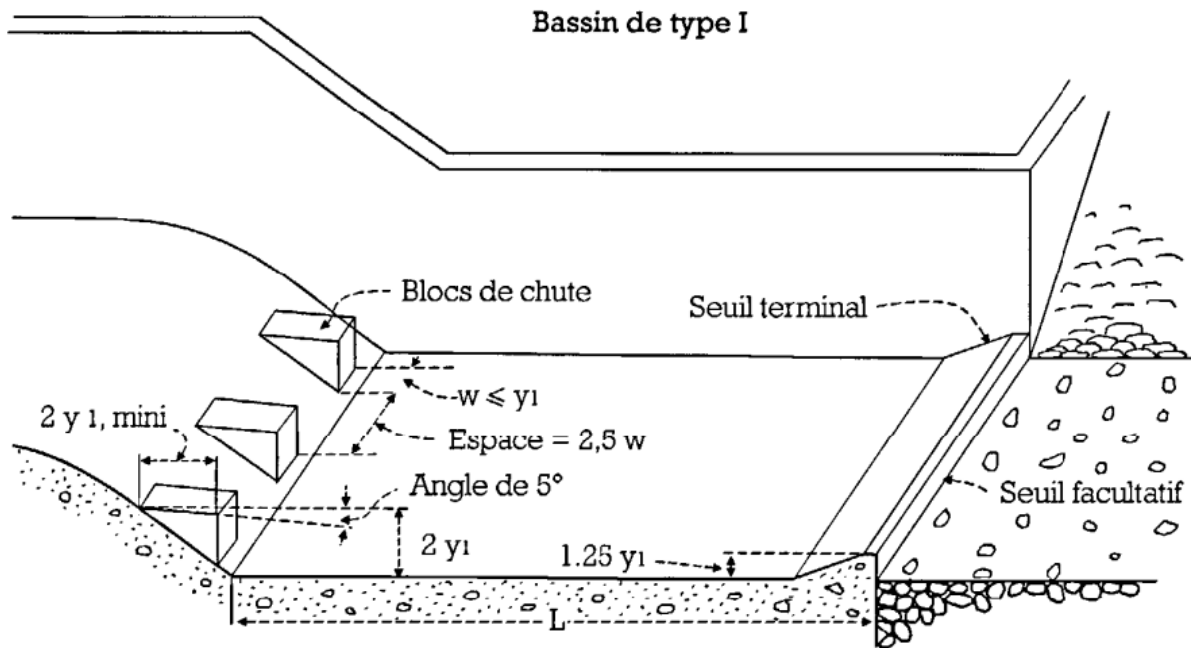


Figure IV.13 : Bassin de dissipation type I.

On doit projeter un bassin de dissipation "Type I", voir figure IV.12 :

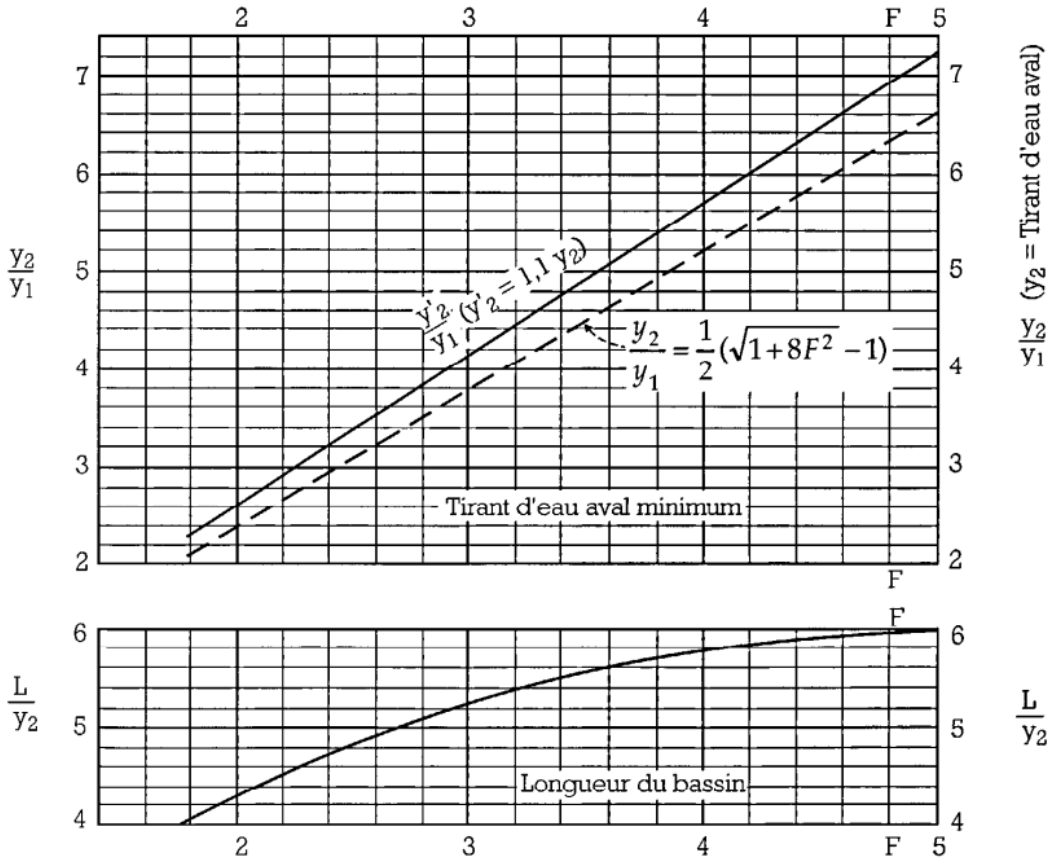


Figure IV.14: Les caractéristiques du bassin de dissipation type I.

IV.5.9 Dimensionnement du bassin :

D'après l'abaque présenté dans la Figure (IV.12) :

$$\frac{d_2}{d_1} = \frac{1}{2}\left(\sqrt{1 + Fr^2 - 1}\right) = 5.4 \text{ m} \quad \textbf{(IV.50)}$$

d_1 : tirant d'eau avant le ressaut en (m),

d_2 : tirant d'eau après le ressaut en (m),

L : longueur de bassin dissipation en (m),

Donc :

$$d_2 = d_1 \times 0{,}59 = 3{,}19 \text{ m}$$

De l'abaque Figure (IV.12), on a :

$\frac{L}{d_2} = 5{,}7$; donc $L = 53{,}7 \times 3{,}19 = 18{,}18$ m

- **Dimensionnement des blocs de chute et le seuil terminal :**

Le bassin contient des blocs de chute à l'amont et un seuil terminal à l'extrémité aval :

1- Dimensionnement des blocs de chute :

- **Longueur :** $L = 2 \times Y_1 = 1{,}18m$
- **Hauteur** : $H = 2 \times Y_1 = 1{,}18m$
- **Largeur :** $w = 0{,}7 \times Y_1 = 0{,}41m$
- **Espacement entre deux blocs :** $e = 2{,}5 \times w = 2{,}5\ m$

2- Dimensionnement le seuil terminal :

- **Hauteur :** $h_{seuil} = 1{,}25 \times Y_1 = 0{,}74m$

IV.6 Conclusion :

Cette conclusion indique que les deux variantes étudiées sont réalisables du point de vue technique et hydraulique, mais, il existe une légère différence en ce qui concerne les aspects économiques. En particulier, la variante de l'évacuateur de crues latéral à entonnement latéral se distingue par un coût d'exécution minimal, notamment en termes de réduction des travaux d'excavation, et par des techniques de réalisation plus simples.

V.1 Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons examiner les charges et les contraintes auxquelles l'évacuateur de crues est soumis. Notre objectif est de déterminer la stabilité et le ferraillage de l'évacuateur de crue, afin qu'il résiste aux différentes charges exercées : la poussée des terres, la poussée hydrostatique de l'eau…etc.

Pour garantir la robustesse requise, l'évacuateur de crues sera érigé en utilisant du béton armé. Ce matériau se compose d'éléments essentiels tels que l'eau, les granulats (sable et gravier), le ciment, ainsi que des adjuvants chimiques. Ces adjuvants peuvent jouer plusieurs rôles importants, tels que fluidifier le mélange, retarder la prise du béton, accélérer la prise, voire agir comme super plastifiants. Ces composés chimiques contribuent également à améliorer les performances du béton destiné aux ouvrages hydrotechniques.

V.2 Etude de stabilité :

L'évaluation de la stabilité constitue une phase essentielle visant à déterminer (proposer initialement et ensuite valider) les dimensions requises pour les composants de l'évacuateur de crues, Consiste à évaluer la sécurité de l'ouvrage en béton avec trois conditions de stabilité :

- Au glissement,
- Au renversement,
- Au poinçonnement,

V.2.1 Stabilité de déversoir :

Ce calcul fait dans le cas le plus défavorable (hauteur déversant maximale Hd=3.54m).

V.2..1. 1 Calcul des forces :

Par la méthode de **Bligh**, on doit pré dimensionner le radier du déversoir et vérifier l'infiltration, avant de calcul les forces :

- **Pré dimensionnement de l'ouvrage :**

$$H_1=P+H_{dév}=4.5+3.5=8m \quad \textbf{(V-1)}$$

- **Avant radier** :

La longueur préalable de l'avant radier est fixée par la formule suivante :

L_{ar}= (0-2) H_1= 16m

Les épaisseurs minimales dépendent de la hauteur d'eau H_1 :

Si H_1<5m Tar1=0.4 à 0.5 m

Si 5<H_1<10m Tar1=0.5 à 0.6 m

Si H_1>10m Tar1=0.75m

Donc notre cas H_1=8m alors :

Tar1= 0.5m

Tar2=0.75+0.05H_1=1.15 m

- **Le radier :**

La longueur préalable du radier est fixée par la formule suivante :

L_r= (3-5) H_1=24m

Les épaisseurs minimales dépendent de la H_1 :

Tr_1= (0.25-0.30) H_1 =2.4m

Tr_2= (0.13-0.15) H_1 = 1.2 m

S_p= (0.02-0.05) L =0.8m

Avec :

L =L_{ar}+L_r=16+24=40m

S_1= (4-7) m=4m

S_2=Tr_2=1.2m

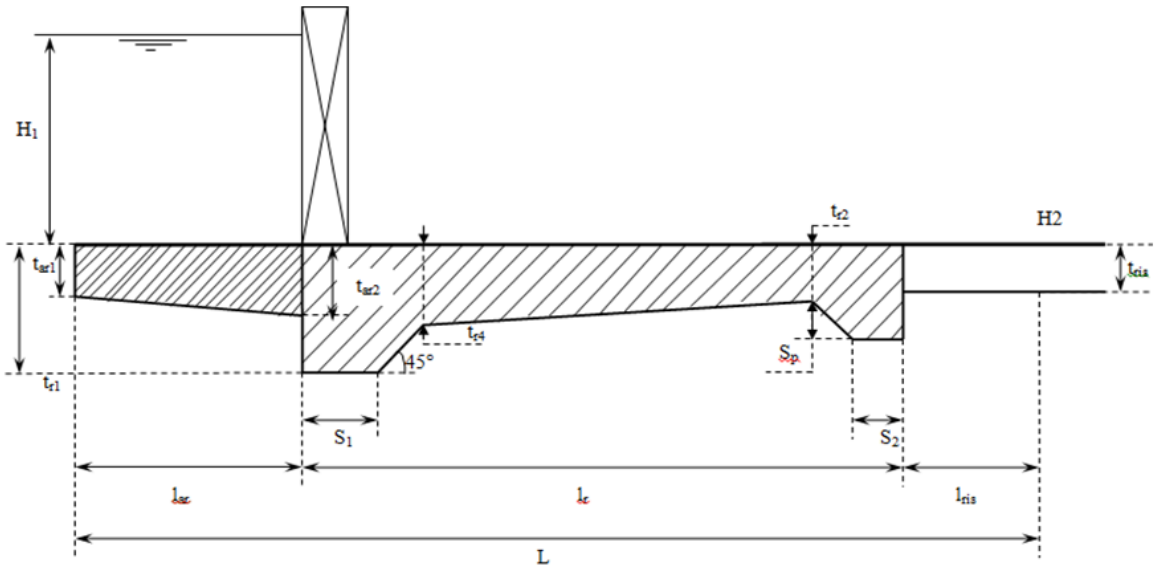


Figure V-1 : Coupe longitudinale d'un ouvrage hydrotechnique

- **Méthodes des contours linéaires (règle de Bligh) :**

La condition à examiner consiste en la comparaison entre la longueur réelle du contour déployé L_{rcd} et la longueur théorique du contour selon Bligh (L_c Théorique), avec L_{rcd} soit supérieure à L_c Théorique.

Avec :

$$L_c \text{ Théorique} = C * H_1 \quad \textbf{(V-2)}$$

L_c Théorique $= C * H_1 = 24m$ (C, coefficient de proportionnalité en fonction de type de sol).

$$L_{rcd} = 0.5 + \sqrt{16^2 + (1.15 - 0.5)^2} + (1.2\text{-}1.15) + 4 + \frac{2.4-1.15}{SIN(45)} + \sqrt{(24 - 4 - (2.4 - 1.15) - 1.2)^2 + (1.15 - 1.2)^2} + \frac{0.8}{SIN(45)} + 1.2 + 2$$

$L_{rcd} = 44.21m$

$L_{rcd} = 44.21m > 24m = L_{cd}$

Donc la condition de Bligh est vérifiée.

Après la vérification on doit calculer les sous pressions et les épaisseurs des éléments du radier avec les relations suivantes :

- **Les sous pressions :**

$$H_x = \frac{Hl_x}{L_{rcd}} \textbf{ (V-3)}$$

Avec :

L_{rcd} : longueur préalable du contour déployé.

h_x : pression de filtration au point considérée.

l_x : distance du bout du radier.

H : la charge sous l'ouvrage.

- **Les épaisseurs nécessaires :**

$$t_x = n \ \frac{hx\,\gamma\omega}{\gamma b - \gamma\omega} \textbf{ (V-4)}$$

Avec :

t_x : épaisseur du radier.

n : coefficient de sécurité (égale à 1).

$\gamma\omega$: Poids volumique de l'eau =1t/m.

γb : Poids volumique du béton =2.4t/m.

h_x : sous pression au point considéré.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V-1 : calcul les sous pressions par la méthode de Bligh

Points	L_x(m)	H_x(m)	T Bligh(m)	$T_{adopté}$
0	0	0	0	0
1	2	0.36	0.26	1
2	3.2	0.58	0.41	1.2
3	4.33	0.78	0.56	1.7
4	21.88	3.18	2.27	1.15
5	23.65	3.50	2.5	1.75
6	27.65	4.22	3.01	1.75
7	27.7	4.23	3.02	1.1
8	43.71	7.13	5.09	0.5
9	44.21	7.22	5.16	0

Sur le déversoir agissent les forces suivantes :

a) Poids propre de déversoir :

$$P_{pd}= \delta_b . S_b.\ell_S \quad \textbf{(V-5)}$$

Avec :

δ_b : Poids volumiques du béton δ_b=2.4 T/m^3.

S_b : section du déversoir S_b=29 m^2

ℓ_S : Tranche de longueur unitaire, .ℓ_S=1 m.

P_{pd} =69.6 T

b) Force de poussé hydrostatique amont Fh :

$$Fh = \delta_w . h_c .w = \frac{1}{2}. \delta_w.h^2= \frac{1}{2} . \delta_w.p^2 \quad \textbf{(V-6)}$$

Avec :

P: hauteur de la pelle.

δ_w: poids volumique d'eau 1T / m^3.

Fh =10.125 T

c) Force poussée du sol amont E_s :

$$E_s = \delta_{ss} . \frac{hs^2}{2} . tg (45 - \frac{\varphi}{2}) . \ell_S \quad \textbf{(V-7)}$$

δ_{ss} : poids volumique du sol saturé, δ_{ss}=2.04 T/m^3.

h_s : hauteur du sol exerçant la poussé h_s=3 m.

φ : Angle de frottement interne du sol, φ=30°.

E_s= 5.30 T

d) Poids de la colonne d'eau sur le radier :

$$PcE = \delta_w . ScE.ls \quad \textbf{(V-8)}$$

ScE : Section de la colonne d'eau, ScE=8m^2.

PcE=8t

e) Force de sous pression :

$$W_T = W_S + W_F \quad \textbf{(V-9)}$$

Où :

W_F : sous pression hydrodynamique.

W_S : sous pression hydrostatique.

- ✓ **Calcul W_s :**

Avec :

$$W_s = S_s . l_s \quad \textbf{(V-10)}$$

Où :

S_s : surfaces des sous hydrostatiques.

$$S_s = \delta_w . (d+h_{av}) . l_r - A \quad \textbf{(V-11)}$$

A : surface définie sur l'épure des sous pressions hydrostatiques,

l_r : Longueur du radier de déversoir l_r = 10 m.

d : ancrage aval du déversoir d = 1.1m.

$$\mathbf{W_s = 38.4\ T}$$

- ✓ **Calcul W_F :**

$$W_F = S_F . l_s \quad \textbf{(V-12)}$$

S_F : surface de l'épure des sous pressions hydrodynamiques.

$$S_F = \delta_w . \left(\frac{h1+h6}{2}\right) . l_r \quad \textbf{(V-13)}$$

H1, h6 : hauteur des sous pressions respectivement aux point 1 et 6 (**Tableau V-1).**

H1=0.36

H6=4.22

Donc : $S_F = 22.9\ m^2$

Alors : $\mathbf{W_F = 22.9\ t}$

Finalement :

$W_T = W_S + W_F$

$$\mathbf{W_T = 61.3\ t}$$

V.2..1. 2 Stabilité du déversoir au renversement :

Le principe de vérification de la stabilité au renversement consiste à s'assurer que l'ouvrage ne subit pas de rotation autour d'un point, généralement désigné comme A, sous l'influence des charges verticales et horizontales qui lui sont appliquées. Cette vérification garantit l'atteinte de la stabilité.

Il faut vérifier la relation suivante :

$$\frac{\sum M_S}{\sum M_r} \geq (1 \div 3) \quad \textbf{(V-14)}$$

Où :

M_s : sommes des moments des forces stabilisatrices.

$M_s = P_{pd}*A+P_{CE}*B+Es*C=86.4*A+8*B+5.30*C=177.\ 544t.m$

M_r : sommes des moments des forces déstabilisatrices.

$M_r=F_h*D+W_T*E=10.125*D+61.3*E=98.\ 65t.m$

On a $\frac{\sum M_S}{\sum M_r} = 1.80 \geq (1 \div 3)$, Donc la stabilité au renversement est vérifiée.

V.2..1. 3 Stabilité du déversoir au glissement :

La stabilité au glissement est assurée si :

$$\frac{\sum \text{Forces verticales}}{\sum \text{Forces horizontales}} \leq \text{Fs} \quad \textbf{(V-15)}$$

$\sum$ Forces horizontales $=F_h+E_s= 10.125 +5.30 = 15.425t$

$\sum$ Forces verticales $= P_{pd}- W_T + P_{CE} = 69.6-61.3+8=16.3t$

$\frac{\sum \text{Forces verticales}}{\sum \text{Forces horizontales}} = 1.05 \leq \text{Fs}= 1.2$

D'où le déversoir est stable au glissement.

V.2..1. 4 Stabilité du déversoir au poinçonnement :

La stabilité au poinçonnement du déversoir est atteinte lorsque la contrainte transmise par le radier de la structure demeure en deçà de la contrainte du sol, établie à δsol=0.8 bar.

- <u>Contraintes maximales et minimales du radier :</u>

$$\delta_1 = \frac{N}{100\beta} + \frac{6Mg}{100\beta^2} \quad \textbf{(V-16)}$$

$$\delta_2 = \frac{N}{100\beta} - \frac{6Mg}{100\beta^2} \quad \textbf{(V-17)}$$

Avec :

N : $\sum$ Forces verticales , sommes des forces verticales, N=33.1t.

Mg : sommes des moments par rapport au centre de gravité du radier,

β : Largeur du radier du déversoir.

δ_1=0.1

δ_2=0.07

Et δ_m=0.11< δ_{sol}

Donc, la stabilité est vérifiée au poinçonnement.

V.2.2 Stabilité des murs bajoyers :

Les murs latéraux et les bajoyers, qui sont également appelés murs de soutènement, sont des structures conçues pour résister à la pression exercée par les terres environnantes, l'eau interstitielle et les charges supplémentaires.

a) Forces verticales :

- Poids de radier : $P_s = \gamma_b * S_s *1$=2.4*5.18*1=12.43t
- Poids de rideau : $P_r = \gamma_b * S_r *1$=2.4*0.88*1=2.12t
- Poids de l'eau : $P_w = \gamma_w * S_w *1$ = 1*1.2*1=1.2t
- Poids des terres : $Pt = \gamma_t * S_t *1$=1.4*3.72*1=5.92t
-

b) Forces horizontales :

- Poussée de l'eau : $F_w = \gamma_w * S_w * l$ =1.05t
- Poussée des terres : $F_t = A_p * \gamma_t * S_t * l$ =4.57t

  $\sum \frac{Fh}{Fv}$ = 0.22 < 0.8 alors les murs bajoyers sont stable.

V.3 Conclusion :

L'analyse de stabilité est garantie, les composants resteront fermement ancrés à leur base pour éviter tout glissement, renversement ou affaissement, tout en préservant leur stabilité interne face aux contraintes présentes dans la structure.

VI.1 Introduction :

La réalisation du barrage nécessite des moyens matériels dédiés à l'exécution de l'ouvrage, ainsi qu'une connaissance approfondie des engins mécaniques modernes et rentables destinés à l'excavation, au transport et au bétonnage. Le respect du délai de construction de l'aménagement hydraulique dépend des moyens disponibles au sein de l'entreprise.

Le processus de réalisation comprend les étapes suivantes :

- Travaux de préparation :
  - Installation du chantier.
  - Mise en place des pistes et accès au site.
- Réalisation de l'évacuateur de crue :
  - Réalisation simultanée de l'évacuateur de crue et de la prise d'eau.
- Étapes de réalisations :
  - Excavation de la fouille de l'évacuateur le long de la trace à l'aide d'une pelle.
  - Aménagement du fond du canal.
  - Aménagement des filtres et des drains.
  - Ferraille, coffrage et bétonnage.
  - Excavation de la fosse d'affouillement.
  - Protection en enrochement à la sortie de l'ouvrage.

En suivant cette approche méthodique, il est possible d'assurer une progression efficiente du chantier et de respecter le calendrier établi pour la construction du barrage.

VI.2 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier :

Sur un chantier de construction ou de travaux, il y a généralement plusieurs intervenants qui jouent des rôles spécifiques et ont des responsabilités bien définies. Voici une liste des principaux intervenants et de leurs rôles et responsabilités typiques :

VI.2.1 Maître d'ouvrage (MOA) :

Le maître d'ouvrage est le propriétaire ou le commanditaire du projet. Ces responsabilités sont définies comme suites :

- Définir les objectifs du projet.
- Établir le budget et les délais du projet.
- Sélectionner les intervenants (architecte, entrepreneur, etc.).
- Veiller à ce que le projet respecte les réglementations et les normes en vigueur.

VI.2.2 Maître d'œuvre (MOE) :

Le maître d'œuvre est responsable de la conception et du suivi technique du projet. Ces responsabilités sont définies comme suites :

- Concevoir les plans et les spécifications du projet.
- Assurer la coordination des différents intervenants techniques.
- Superviser l'avancement des travaux et s'assurer de leur conformité aux plans.

VI.2.3 Architecte :

L'architecte est responsable de la conception architecturale du projet. Ces responsabilités sont définies comme suites :

- Concevoir les plans et les dessins architecturaux.
- S'assurer que le design répond aux besoins du client et respecte les réglementations en matière de construction.

VI.2.4 Entrepreneur général :

L'entrepreneur général est chargé de la réalisation physique du projet. Ces responsabilités sont définies comme suites :

- Planifier et coordonner les travaux sur le chantier.
- Engager et superviser les sous-traitants.
- Assurer la qualité et la sécurité des travaux.

VI.2.5 Sous-traitants :

Les sous-traitants sont des entreprises spécialisées engagées par l'entrepreneur général pour effectuer des tâches spécifiques. Ces responsabilités sont définies comme suites :

- Réaliser les travaux pour lesquels ils ont été engagés (électricité, plomberie, etc.).

- Respecter les délais et les spécifications du projet.

VI.2.6 Coordonnateur SPS (Sécurité et Protection de la Santé) :

Le coordonnateur SPS est chargé de veiller à la sécurité sur le chantier. Ces responsabilités sont définies comme suites :

- Élaborer le plan de sécurité et de protection de la santé.

- Coordonner les actions pour prévenir les risques professionnels.

VI.2.7 Responsable Qualité :

Le responsable qualité s'assure de la conformité des travaux aux normes et aux spécifications du projet. Ces responsabilités sont définies comme suites :

- Mettre en place un plan d'assurance qualité.

- Effectuer des contrôles et des audits pour garantir la qualité des travaux.

VI.2.8 Fournisseurs :

Les fournisseurs fournissent les matériaux et les équipements nécessaires à la réalisation du projet. Il a comme tache la livraison des matériaux et des équipements conformément aux spécifications et aux délais.

VI.3 Travaux de réalisation :

VI.3.1 Travaux de terrassements :

Pour réaliser les travaux de terrassements, il est essentiel d'établir une analyse des volumes de matériaux à déplacer en privilégiant les méthodes les plus économiques pour la répartition et le transport des matériaux sur le chantier. Le choix des équipements mécaniques doit également être basé sur leurs caractéristiques techniques.

VI.3.2 Travaux d'excavations :

Les opérations d'excavation doivent être réalisées en suivant les informations fournies dans les plans et le programme général des travaux. Ces opérations comprennent le décapage, l'excavation et le stockage des déblais selon les étapes suivantes :

- ✓ Décapage de la terre végétale sur l'assise de la digue et dans la zone d'emprunt. La terre végétale sera transportée vers une décharge située dans une zone stable sans perturber le déroulement et le régime des travaux.

VI.3.3 Travaux secondaires :

Ces travaux visent à assurer une exploitation optimale de tous les ouvrages.

- ✓ Aménagement de la zone d'emprunt.
- ✓ Assurer la stabilité des décharges de matériaux et les protéger contre l'érosion, en veillant à ce qu'elles soient éloignées des cours d'eau.
- ✓ Mise en place d'un reboisement dans les zones à risque d'érosion autour du barrage.

Tous ces travaux peuvent être entamés à partir de l'automne de la première année de construction et se poursuivre pendant la deuxième année, à l'exception de la période humide.

VI.4 Les moyens de chantier :

Les moyens de chantier désignent l'ensemble des ressources matérielles et humaines mises en œuvre sur un chantier de construction ou de travaux pour réaliser les différentes tâches prévues dans le cadre du projet. Ces moyens sont essentiels pour mener à bien les travaux de manière efficace, sécurisée et dans le respect des délais fixés. Voici les principaux types de moyens de chantier :

VI.4.1 Moyens humains :

- **Personnel d'encadrement :** Chefs de chantier, conducteurs de travaux, ingénieurs, responsables de sécurité, etc.
- **Ouvriers :** Maçons, électriciens, plombiers, charpentiers, soudeurs, etc.
- **Personnel administratif :** Secrétaires, comptables, responsables des achats, etc.

VI.4.2 Moyens matériels :

- **Engins de chantier :** Pelles mécaniques, bulldozers, chargeuses, grues, compacteurs, etc.
- **Véhicules de transport :** Camions, camionnettes, engins de levage, etc.
- **Matériel de construction :** Échafaudages, coffrages, étais, banches, etc.
- **Outillage :** Outils manuels (marteaux, scies, tournevis, etc.), outils électriques (perceuses, meuleuses, etc.), etc.
- **Matériaux de construction :** Béton, acier, bois, matériaux d'isolation, etc.

VI.5 Programme des travaux :

Voici un programme d'exécution des travaux sous la forme d'un diagramme de Gantt, basé sur les suppositions données :

1) Mobilisation et installation du chantier :
   - ✓ Durée : 6 mois (Janvier à Juin)
   - ✓ Cette phase concerne la préparation du chantier, l'installation des installations temporaires et l'organisation des ressources humaines et matérielles nécessaires pour le projet.

2) Dérivation de l'oued :
   - ✓ Durée : 1 an (Juin à Juin)
   - ✓ La dérivation de l'oued commence au début du premier hiver (Janvier) et se poursuit pendant une année complète jusqu'au début du deuxième hiver (Janvier). Pendant cette phase, la dérivation temporaire est mise en place pour permettre la construction de l'ouvrage principal.

3) Construction du barrage :
   - ✓ Durée : 1 an et 6 mois (Juin à Décembre de l'année suivante)
   - ✓ C'est la phase principale de construction du barrage. Le remblai est posé à un taux moyen d'environ 2 000 m^3/jour.

4) Fermeture de la dérivation :
   - ✓ Durée : 1 mois (Janvier).
   - ✓ Au début du deuxième hiver (Janvier de la deuxième année de construction), la dérivation provisoire est fermée.

VI.6 Succession des opérations du chantier :

Voici la succession des opérations du chantier pour le projet spécifique du barrage, basée sur les informations fournies :

VI.6.1 Travaux préparatoires :

1. Installation du chantier, implantation du barrage et mise en place éventuelle des déviations de circulation.

2. Reconnaissance complémentaire des ballastières.

3. Construction de la dérivation provisoire du cours d'eau.

4. Décapage des fondations et creusement éventuel de la clé d'encrage du barrage.

5. Préparation des zones d'emprunt.

6. Déboisement et défrichement de la cuvette, démolition éventuelle d'infrastructures noyées.

VI.6.2 Exécution de l'ouvrage :

1. Remblaiement de la clé d'ouvrage et des fondations jusqu'au terrain naturel.

2. Mise en place de la conduite de prise de vidange.

3. Approvisionnement des matériaux filtrants.

4. Exécution du remblai.

5. Réalisation du génie civil des ouvrages de prise et de restitution.

6. Réalisation du génie civil de l'évacuateur.

7. Mise en place du revêtement de talus.

8. Mise en place des équipements hydrauliques.

9. Travaux de finition, fermeture des zones d'emprunt, revêtement de la crête et des routes d'accès.

Ces étapes montrent une séquence logique des opérations du chantier pour la construction du barrage. Chaque étape est importante pour assurer la bonne progression du projet, et la

coordination efficace entre les différentes équipes et intervenants est essentielle pour respecter le calendrier et les spécifications du projet.

VI.7 Principaux travaux :

VI.7.1 Exécution des voies d'accès :

On prévoit une route par laquelle on pourra accéder à tous les ouvrages pendant la période de construction, en utilisant les engins suivants :

- 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.

- Niveleuse et compacteur à pneus : pour les travaux de finitions (réglage et compactage).

- Camion-citerne : pour l'humectage des sols.

VI.7.2 Travaux de terrassement :

Tous les travaux de terrassement sont exécutés avec le même matériel utilisé pour les voies d'accès, à savoir un bulldozer, une pelle rétro, des camions bennes, une niveleuse et un compacteur à pneus.

VI.7.3 Dérivation provisoire :

VI.7..3. 1 Excavation de la fouille de la dérivation :

L'excavation se fait à ciel ouvert à l'aide d'un bulldozer. La succession d'excavation des travaux de la fouille consiste en :

- Creusage et déplacement de terre à l'aide d'un bulldozer.

- Chargement de terre (pelle chargeuse) dans des camions bennes.

- Pour faciliter la circulation, une rampe est exécutée.

- La fouille est divisée en plusieurs bandes pour le passage des engins.

- Des cavaliers provisoires sont aménagés.

VI.7..3. 2 Exécution de la galerie d'injection et les injections :

1- Exécution de la galerie d'injection : La galerie est creusée à l'aide d'une tendeuse à disque mobile, et le transport des terres se fait via un wagon utilisant un tapis roulant.

2- Travaux d'injection : Les injections sont effectuées avec du coulis de ciment additionné de bentonite.

3- Technologie d'exécution : L'implantation des forages sur le terrain est réalisée, et les coulis sont fabriqués à l'aide de pompes à forage et de malaxeurs.

4- Matériel : Pour l'exécution de la galerie, on utilise une tonneleuse, un wagon, un locotracteur, et une sondeuse rotative. Pour les injections, une sondeuse à percussion et une pompe à injection sont utilisées.

VI.7..3. 3 Exécution de la digue :

- Travaux de préparation de l'assise de la digue :

1- Décapage de la couche végétale : Les bulldozers sont utilisés pour le creusage et le déplacement des terres, un chargeur est utilisé pour le chargement, et des camions bennes pour le transport.

2- Exécution de la fouille d'ancrage du noyau : Les terrains meubles sont exécutés à l'aide d'un chargeur, tandis que les terrains rocheux sont traités avec des explosifs.

VI.7..3. 4 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 aux vibrations. Les coffrages doivent être bien ajustés entre eux pour éviter les pertes de mortier. Les fixations des coffrages intérieurs au béton doivent être conçues de manière à permettre un démontage sans endommager le béton.

VI.8 Méthode C.P.M (Méthode du Chemin Critique) :

La méthode C.P.M (Critical Path Method) ou méthode du chemin critique est une technique de gestion de projet qui permet de planifier, organiser et contrôler les différentes tâches impliquées dans un projet de construction ou de travaux. Cette méthode est particulièrement utile pour les projets complexes avec de nombreuses activités interdépendantes.

Donc pour retrouver un chemin critique, il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$C.C \leftrightarrow \begin{cases} MT=0 \\ \sum TR_{C.C} = DTP \end{cases}$$

Voici comment fonctionne la méthode C.P.M :

1-Définition des tâches :

La première étape consiste à identifier toutes les tâches nécessaires à la réalisation du projet. Chaque tâche est définie clairement avec ses objectifs, sa durée estimée et ses contraintes.

2-Établissement des relations de dépendance :

On détermine ensuite les relations de dépendance entre les différentes tâches. Certaines tâches peuvent être réalisées en parallèle, tandis que d'autres dépendent de l'achèvement préalable d'une autre tâche.

3-Création du réseau de tâches :

Les tâches et leurs relations de dépendance sont représentées graphiquement sous forme de réseau, généralement sous la forme d'un diagramme flèche (Arrow Diagramming Method - ADM) ou d'un diagramme de précédence (Precedence Diagramming Method - PDM).

4-Calcul des marges :

Pour chaque tâche, on calcule la marge totale et la marge libre. La marge totale représente la durée maximale que la tâche peut être retardée sans affecter la date de fin du projet. La marge

libre représente la durée maximale que la tâche peut être retardée sans affecter le début de la tâche suivante

5-Identification du chemin critique :

Le chemin critique est la séquence de tâches qui détermine la durée totale du projet. Il s'agit des tâches qui n'ont aucune marge libre, c'est-à-dire qu'elles doivent être exécutées dans les délais prévus pour ne pas retarder la fin du projet.

6-Gestion des ressources :

La méthode C.P.M permet également de planifier l'utilisation des ressources de manière efficace en évitant les surcharges ou les conflits.

L'objectif de la méthode C.P.M est en effet de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases principales :

- ✓ Établissement de l'effectif nécessaire.
- ✓ Analyse systématique du réseau.
- ✓ Adaptation du réseau aux contraintes.

VI.8.1 Planification :

Il existe deux méthodes de planification à savoir :

- ➢ Méthodes basées sur le réseau.
- ➢ Méthodes basées sur le graphique.

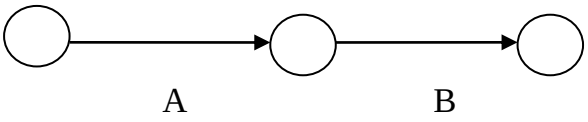
VI.8.2 Méthodes basées sur le réseau :

1-définition d'un 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 :

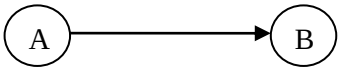
- **Réseau à flèches :**

L'Opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



- **Réseau à nœuds :**

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches.



2- Construction du réseau :

Les étapes énumérées décrivent une approche séquentielle pour construire un réseau. Voici une explication de chaque étape :

- ✓ **Etablissement d'une liste des tâches :** Cette étape consiste à créer une liste détaillée de toutes les opérations nécessaires pour réaliser le projet de construction du réseau. Cela peut inclure des tâches telles que la planification, la conception du réseau, l'achat de matériel, la configuration des appareils, etc.
- ✓ **Détermination des tâches antérieures :** Une fois que la liste des tâches est établie, il s'agit de déterminer l'ordre dans lequel ces tâches doivent être effectuées. Certaines tâches peuvent dépendre de la réalisation d'autres tâches avant de pouvoir être entreprises.
- ✓ **Construction des graphes partiels :** À cette étape, des graphes partiels sont créés pour représenter visuellement les tâches et leurs dépendances. Cela permet de mieux comprendre la séquence logique et le flux de travail du projet.
- ✓ **Regroupement des graphes partiels :** Une fois que les graphes partiels sont construits, ils peuvent être regroupés pour former un graphe global qui représente l'ensemble du projet de construction du réseau.
- ✓ **Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage :** Dans cette étape, on identifie les tâches qui marquent le début et la fin de la construction du réseau. Ces tâches sont souvent cruciales car elles définissent les points de départ et d'achèvement du projet.

- ✓ **Construction du réseau :** Enfin, la construction réelle du réseau peut commencer, en suivant l'ordre défini par les tâches antérieures et en s'appuyant sur les graphes et la planification établis. Cela implique la mise en place des équipements, la configuration des appareils, la connexion physique des composants et la mise en œuvre des paramètres de sécurité.

3-les paramètres de la méthode C.P.M:

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

TR : temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt.

DCPP : date de commencement au plus tard.

DFP : date définition au plus tôt.

DFPP : date de finition au plus tard.

MT : marge totale.

Et :

$$DFP=DCP+TR$$

$$DCPP=DFPP-TR$$

Tableau VI-1 : symboles des opérations

Symboles	Operations	Durée(mois)
MIC	Mobilisation & installation de chantier	6
EP	Excavationsphase1	1
BCD	Bétonnage de conduite de dérivation	5
B	Batardeau	1,5
DO	Dérivation de l'oued	0
EP	Excavations phase2	6
FI	Forages et injections	3
R	Remblais	12
BPEC	Bétonnage de prise d'eau et évacuateur de crue	6
EHE	Equipements hydromécaniques et électriques	3
EA	Equipements d'auscultation	2
MEB	Mise en eau du barrage	0
D	Démobilisation	3

VI.9 Conclusion :

L'organisation de chantier est une étape essentielle dans la réalisation de tout projet de constriction (barrage de Enkouche Annaba), elle permet d'assurer une exécution efficace du chantier, une gestion des ressources optimale est une attention constante à la sécurité et à la qualité Une bonne organisation de chantier contribue à la réalisation des objectifs fixés dans les délais impartis et dans le respect des normes de qualité et de sécurité.

VII.1. Introduction :

La protection et la sécurité au travail sont des concepts étroitement liés qui visent à garantir la santé, la sécurité et le bien-être des travailleurs sur leur lieu de travail. Bien qu'ils soient complémentaires, ils couvrent différents aspects de la prévention des risques professionnels.

La protection au travail consiste à fournir aux travailleurs les moyens et les équipements nécessaires pour se protéger contre les dangers et les risques spécifiques liés à leur travail. Cela inclut notamment :

- ✓ Équipements de protection individuelle (EPI)
- ✓ Aménagements ergonomiques
- ✓ Systèmes de ventilation et d'extraction
- ✓ Formation et sensibilisation La sécurité au travail :

La sécurité au travail vise à prévenir les accidents, les blessures et les maladies professionnelles en éliminant ou en réduisant les risques sur le lieu de travail. Cela inclut notamment :

- ✓ Évaluation des risques
- ✓ Mesures préventives
- ✓ Formation et sensibilisation
- ✓ Contrôles périodiques

En combinant la protection et la sécurité au travail, les employeurs peuvent offrir à leurs travailleurs un environnement de travail sûr et sain, minimisant ainsi les risques pour leur santé et leur sécurité. La protection et la sécurité au travail sont une responsabilité partagée entre les employeurs, les employés et les gestionnaires pour veiller à ce que toutes les mesures nécessaires soient prises pour prévenir les accidents et les incidents sur le lieu de travail.

VII.2. Cause des accidents du travail :

Effectivement, les différentes causes d'accidents de travail peuvent être subdivisées en deux catégories principales : les facteurs humains et les facteurs matériels. Ces deux catégories jouent un rôle significatif dans la survenue d'accidents au travail.

VII.2.1. Facteurs humains :

Les facteurs humains regroupent tous les éléments liés au comportement, aux actions et aux caractéristiques des individus qui peuvent influencer la sécurité au travail. Voici quelques exemples de facteurs humains :

1. Manque de formation et de compétences : Un manque de formation adéquate ou de compétences pour effectuer une tâche peut augmenter le risque d'erreur et d'accident.
2. Non-respect des procédures de sécurité : Le non-respect des procédures établies, qu'il s'agisse de négligence, de précipitation ou d'une attitude nonchalante envers la sécurité, peut conduire à des accidents.
3. Fatigue et stress : La fatigue due à des heures de travail prolongées, des horaires irréguliers ou des conditions de travail stressantes peut affecter la concentration et les performances, augmentant ainsi le risque d'erreurs et d'accidents.
4. Comportement à risque : Des comportements imprudents ou à risque, comme le non-port d'équipements de protection, peuvent augmenter le risque d'accidents.
5. Communication inadéquate : Un manque de communication entre les membres de l'équipe peut conduire à des malentendus et à des erreurs.
6. Comportement sous l'influence de substances : L'utilisation de drogues ou d'alcool sur le lieu de travail peut altérer la perception et les capacités des travailleurs, entraînant ainsi des accidents.

VII.2.2. Facteurs matériels :

Les facteurs matériels se rapportent aux caractéristiques physiques de l'environnement de travail et aux équipements utilisés. Voici quelques exemples de facteurs matériels :

1. Défaut d'équipement : L'utilisation d'équipements défectueux, mal entretenus ou inadaptés peut être à l'origine d'accidents.
2. Organisation du travail : Des méthodes de travail inefficaces ou mal planifiées peuvent entraîner des accidents.
3. Conception des lieux de travail : Des conceptions inadéquates des espaces de travail, des agencements ou des conditions ergonomiques peuvent créer des risques pour la sécurité des travailleurs.
4. Conditions environnementales : Des conditions environnementales défavorables telles que des sols glissants, des températures extrêmes ou un mauvais éclairage peuvent contribuer aux accidents.

5. Défaut de signalisation : Une signalisation inadéquate ou absente peut ne pas informer correctement les travailleurs des risques et des précautions à prendre.

VII.3. Causes des maladies professionnelles :

Les maladies professionnelles sont des affections de santé liées directement ou indirectement à l'exposition à des risques professionnels spécifiques. Contrairement aux accidents de travail, qui surviennent généralement de manière soudaine, les maladies professionnelles peuvent se développer sur une période plus longue en raison de l'exposition continue ou répétée à certains facteurs présents dans l'environnement de travail. Voici deux causes courantes de maladies professionnelles :

a) 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 grave et des plus fréquentes des maladies professionnelles, notons également l'asbestose du eaux poussières d'amiante, ainsi que la sidérose due aux poussières d'oxyde de fer.
Ces maladies se traduisent par un certain nombre des yrotomes tels que :

- Dyspnée : au début difficulté de respirer, c'est une dyspnée d'effort, puis cela aboutit aune insuffisance respiratoire plus importante.
- L'hémoptysie : expectoration sanglante avec risque de tuberculose.

b) Le bruit :

Les surdités professionnelles les surviennent par traumatismes sonores dû à la nocivité du bruit pour l'oreille interne, sur tous les bruits impulsifs inférieur à une seconde et aigue, c'est une sur dit éd perception parce qu'elles situent au niveau de l'oreille interne.

Nous pouvons citer comme exemple le marteau piqueur qui donne une surdité de perception avec une notion à clarifier : une durée minimale d'exposition de deux années, déficit audio-métrique bilatéral par les ions cochléaire versable.

VII.4. Contrôle et entretien du matériel :

Le contrôle et l'entretien réguliers du matériel sont essentiels pour assurer son bon fonctionnement, prolonger sa durée de vie utile, garantir la sécurité des utilisateurs et réduire les risques de pannes ou d'accidents liés à un équipement défectueux. Voici quelques étapes importantes pour le contrôle et l'entretien du matériel :

- ✓ Planification.
- ✓ Inspection régulière.
- ✓ Nettoyage.
- ✓ Lubrification.
- ✓ Remplacement des pièces.
- ✓ Calibrage.
- ✓ Formation des opérateurs.
- ✓ Enregistrement des interventions.
- ✓ Réparations et maintenance préventive.

VII.5. Organisation du service de la sécurité d'ouvrage :

L'organisation du service de sécurité d'ouvrage dépend du type d'ouvrage et de sa taille, ainsi que des réglementations et normes en vigueur dans le pays où il est situé. Cependant, je vais vous fournir une structure générale qui peut être adaptée selon les besoins spécifiques de chaque projet. Voici les principaux éléments d'organisation pour un service de sécurité d'ouvrage :

1-Responsable de la sécurité d'ouvrage :

Un responsable ou un chef de la sécurité d'ouvrage devrait être nommé. Cette personne sera chargée de coordonner et de superviser l'ensemble du service de sécurité. Elle doit avoir des compétences techniques en matière de sécurité et une connaissance approfondie des normes et réglementations en vigueur.

2. Équipe de sécurité d'ouvrage :

L'équipe de sécurité d'ouvrage devrait être composée d'experts en sécurité ayant des connaissances spécifiques liées à l'ouvrage en question. Selon la taille et la complexité de l'ouvrage, l'équipe peut être composée d'ingénieurs en sécurité, de spécialistes en prévention des risques, de professionnels de la santé et de la sécurité, etc.

3. Analyse des risques :

L'équipe de sécurité doit effectuer une analyse complète des risques associés à l'ouvrage. Cela implique d'identifier les dangers potentiels, d'évaluer leur probabilité d'occurrence et leur gravité, et de proposer des mesures d'atténuation appropriées.

4. Mise en œuvre des mesures de sécurité :

Sur la base des conclusions de l'analyse des risques, l'équipe de sécurité doit élaborer un plan de sécurité détaillé comprenant des mesures de prévention, de protection et d'intervention en cas d'urgence. Ce plan doit être mis en œuvre dans toutes les phases du projet.

5. Formation et sensibilisation :

Tous les employés et intervenants impliqués dans l'ouvrage doivent être informés des mesures de sécurité en place et des procédures à suivre en cas d'incident. Des sessions de formation régulières sur les questions de sécurité doivent être organisées pour maintenir la sensibilisation et les compétences.

6. Surveillance et audit :

Le service de sécurité d'ouvrage doit effectuer des audits périodiques pour évaluer l'efficacité des mesures de sécurité mises en place et identifier les domaines nécessitant des améliorations. La surveillance continue est essentielle pour s'assurer que toutes les activités restent conformes aux normes de sécurité.

7. Coordination avec les parties prenantes :

Le service de sécurité doit collaborer avec les autres départements de l'entreprise, les sous-traitants, les autorités réglementaires et les parties prenantes externes concernées pour assurer une approche intégrée de la sécurité d'ouvrage.

8. Gestion des incidents :

En cas d'incident ou d'accident, le service de sécurité doit réagir rapidement et efficacement pour minimiser les dommages et prévenir de futurs problèmes similaires. Une enquête approfondie devrait être menée pour déterminer les causes de l'incident et prendre des mesures correctives.

VII.6. Conditions dangereuses dans le chantier :

Les chantiers de construction sont des environnements où de nombreuses conditions dangereuses peuvent se présenter en raison de la nature des travaux effectués et des équipements utilisés.

- Chutes de hauteur.
- Chutes d'objets.
- Électricité.
- Machines et équipements.
- Matières dangereuses.
- Installation non protégée ou male protégée.
- Conditions climatiques défavorables.

VII.7. Méthode et moyens de prévention :

La prévention revêt une importance fondamentale dans de multiples domaines, tels que la santé publique, la sécurité routière, la sécurité au travail, ainsi que la prévention des catastrophes naturelles,

- Assurer une protection individuelle.
- Assurer un entretien continu.
- Prudence demandée.
- Eviter toute cadence supérieure à la normale.
- Assurer aux installations des protections.
- Utiliser des protections(garde-corps).
- Assurer un stock age rationnel

VII.8. Actions dangereuses :

Toutes ces actions énumérées représentent des comportements dangereux qui peuvent mettre en danger la sécurité des travailleurs et des autres personnes présentes sur un chantier de construction ou dans un environnement de travail :

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous 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.9. Conclusion :

Les accidents survenant au personnel sont une source constante de problèmes, de retards et de pertes au sein de l'entreprise, allant des simples blessures mineures aux tragédies mortelles. Beaucoup de ces accidents graves trouvent leur origine dans des blessures mineures qui auraient pu être évitées si des dispositifs de sécurité tels que des casques, des gants, des masques et des lunettes avaient été utilisés.

Ces milliers d'accidents, ainsi que les dommages matériels qui les accompagnent souvent, sont d'autant plus regrettables qu'ils sont presque exclusivement causés par la négligence et le non-respect des règles de sécurité les plus élémentaires.

Il est essentiel de prendre au sérieux les mesures de sécurité et de veiller à ce que tous les travailleurs respectent strictement les règles de sécurité établies. En encourageant l'utilisation correcte des dispositifs de sécurité et en sensibilisant les employés aux risques potentiels, l'entreprise peut réduire considérablement le nombre d'accidents et contribuer à créer un environnement de travail plus sûr pour tous. Cela permettra également de minimiser les retards et les pertes liés aux accidents, favorisant ainsi une meilleure productivité et une meilleure gestion des ressources de l'entreprise.

Conclusion générale :

La réalisation du barrage ENKOUCHE d'ANNABA sur l'oued ENKOUCHE, Augmente l'enrichissement de toute la région en eau d'irrigation en première ordre.

Dans le cadre de notre mémoire de fin d'études portant sur le thème de l'étude des variantes de l'évacuateur de crue du barrage Enkouche, nous avons utilisé l'ensemble des données disponibles, y compris les données géologiques, hydrologiques et relatives à l'organisation du chantier, ainsi que les différentes relations et formules couramment utilisées en hydrologie de la région et pour le dimensionnement.

En tant que première étape essentielle dans la construction d'un barrage, nous avons initié l'étude géologique, notamment en ce qui concerne la géologie, la lithologie, ainsi que les essais de laboratoire, pour la région, le réservoir, et le site du barrage.

Ensuite, en tant qu'étude centrale, nous avons réalisé une étude hydrologique couvrant. Ce nous a utilisé diverses données fournies par l'ANBT (Agence Nationale des Barrages et Transferts) et l'ANRH (Agence Nationale des Ressources Hydrauliques) d'Alger, ainsi que des logiciels spécialisés tels qu'Arc GIS 10.5 et HYFRAN. Cette démarche visait à garantir une analyse approfondie.

Nous avons proposé deux variantes d'évacuateur de crue, Dans notre étude, la variante choisie la plus favorable pour un barrage en remblai « L'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal ».

Finalement, la construction de l'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal ne présente pas de défis techniques.

Références bibliographiques :

- ✓ ANBT.Etude d'avant-projet détaille du barrage d'ENKOUCHE (W. Annaba)
- ✓ ANBT. Synthèse d'étude hydrologique du barrage d'ENKOUCHE (W. Annaba).
- ✓ Mémoire de Fin d'étude Amani Fadia : Étude des variantes de l'évacuateur de crue du barrage M'DJEDEL (W. MSILA) 2021.
- ✓ Mémoire de Fin d'étude Touati Nour El Hayette : Étude des variantes de l'évacuateur de crue du barrage BOUKHROUFA (W.Tarf) 2023.
- ✓ Mémoire de Fin d'étude Belkadi Lyes : Étude D'avant-projet détaille du barrage CHARCHAR (W.Skikda) 2010.
- ✓ Mémoire de Fin d'étude Amoura amar, Ben abbou djamel: Étude et conception de l'évacuateur de crue du barrage SIDI KHLIFA (W.Tizi ouzou) 2010.
- ✓ Mémoire de Fin d'étude Garmati abderrahmen : Étude de l'évacuateur de crue du barrage RAMDAN DJAMEL(W.Skikda) 2009.
- ✓ ZEROUAL AYOUB 2023, "Le prédimensionnement d'un ouvrage hydrotechnique ", ENSH, BLIDA.
- ✓ ZEROUAL AYOUB 2023, "Bassin de dissipation, USBR Type I, II et III ," ENSH/BLIDA.
- ✓ Polycopié D. KERBOUB 2009, "Etude de cas du bassin versant (OuedEl-Hai)".
- ✓ BOUNOUAKLI.B 2020 "Polycopier d'organisation de chantier (planification des travaux par les M.M.O), ENSH, BLIDA.
- ✓ www.barrages-cfbr.eu | Evacuateurs de crue.

- ✓ 123dok.net | ETUDE DE FAISABILITE DU BARRAGE DE SOUBELLA W. M'SILA
- ✓ Mimoire de fin d'étude (cote1-0007-16.pdf).
- ✓ Mimoire de fin d'étude (cote15-0038-12.pdf).
- ✓ Mimoire de fin d'étude (cote15-0001-16.pdf).
- ✓ Mimoire de fin d'étude (cote15-0026-21.pdf).
- ✓ Mimoire de fin d'étude (cote11-0007-16.pdf).
- ✓ Mimoire de fin d'étude (cote15-0005-11.pdf).

Tableau I.1 : Coefficients d'accélération du séisme.

Groupe	Zone I	Zone II-a	Zone II-b	Zone III	Classification des ouvrages selon leur importance.
1A	0.15	0.25	0.30	0.40	Ouvrages d'importance vitale
1B	0.12	0.20	0.25	0.30	Ouvrages de grande importance
2	0.10	0.15	0.20	0.25	Ouvrages courants
3	0.07	0.10	0.14	0.18	Ouvrages de faible importance

Tableau I-4 : Caractéristiques des sondages – 2008 – Barrage et digue de col.

n°	Sondage	Inclinaison	Emplacement	Longueur	Essais	Piézomètre
					Lugeons	
1	**SB-01**	Vertical	Rive droite (Axe barrage et évacuateur de crues)	40 ml	Oui	Oui
2	**SB-02**	Vertical	Rive droite (Axe barrage)	60 ml	Oui	Oui
3	**SB-03**	Vertical	Rive gauche (Axe barrage)	50 ml	Oui	Oui
4	**SB-04**	Vertical	Rive gauche (Axe barrage)	40.3 ml	Oui	Oui
5	**SB-05**	Vertical	Rive droite (Axe barrage /axe évacuateur de crues)	40 ml	Oui	Non
6	**SB-06**	Vertical	Rive droite (axe barrage)	40 ml	Oui	Non
7	**SB-07**	Vertical	Fond d'Oued (axe barrage)	50 ml	Oui	Non
8	**SB-08**	Vertical	Rive gauche (axe barrage)	40 ml	Oui	Non
9	**SB-09**	Vertical	Rive gauche (axe barrage)	40 ml	Oui	Non
10	**SB-10**	Vertical	Rive droite (Axe évacuateur)	40 ml	Oui	Non
11	**SB-11**	Vertical	Rive droite (Entrée tunnel DP)	25 ml	Oui	Non
12	**SB-12**	Vertical	Fond de vallée (amont)	50 ml	Oui	Non
13	**SB-13**	Vertical	Fond de vallée (amont)	50 ml	Oui	Non
14	**SB-14**	Vertical	Rive droite (Axe évacuateur)	40 ml	Oui	Non
15	**SB-15**	Vertical	Fond de vallée (aval)	40 ml	Oui	Non
16	**SC-01**	Vertical	Col topographique	20 ml	Oui	Non
17	**SC-02**	Vertical	Col topographique	20 ml	Oui	Non

Année	PJ max (mm)
1990	20.73
1991	21.75
1992	18.98
1993	16.95
1994	13.73
1995	21.58
1996	16.01
1997	21.82
1998	18.90
1999	24.13
2000	20.30
2001	15.37
2002	28.90
2003	18.13
2004	22.15
2005	16.39
2006	19.51
2007	17.18
2008	25.83
2009	18.58
2010	19.52

TableauII : pluie maximale journalière de la station BERRAHAL (03.13.02), ANRH

Tableau II-2: Classification des reliefs selon l'ORSTROM

Relief assez fort	$I_g \geq 35$ m/km
Relief fort	$20 < I_g < 35$ m/km
Relief modéré	$I_g \leq 20$ m/km

Tableau II.4: Classification O.R.S.T.O.M (type de relief), (Mémoire ENSH/5-0026-25)

Relief		**D_s(m)**
1	Très faible	**≤10**
2	Faible	**25**
3	Assez faible	**50**
4	Modéré	**100**
5	Assez modéré	**250**
6	Fort	**500**
7	Très fort	**>500**

Tableau II.15: Intensité pour les différentes fréquences.

Période de retour	**1000**		**100**		**50**		**20**		**10**	
Fréquence	**0,1**		**1**		**2**		**5**		**10**	
Pluies maxj	**34.9**		**29.7**		**28.1**		**25.7**		**23.9**	
T(heures)	**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	6.87	13.74	5.48	10.96	5.53	11.06	5.06	10.12	4.70	9.40
1	9.19	9.19	7.82	7.82	7.40	7.40	6.76	6.76	6.29	6.29
1,5	10.89	7.26	9.27	6.18	8.77	5.85	8.02	5.35	7.46	4.97
2	12.29	6.15	10.46	5.23	9.90	4.95	9.05	4.53	8.42	4.21
2,5	13.50	5.40	11.49	4.60	10.87	4.35	9.94	3.98	9.24	3.70
3	14.57	4.86	12.40	4.13	11.73	3.91	10.73	3.58	9.98	3.33
3.5	14.55	4.16	13.23	3.78	12.52	3.58	11.45	3.27	10.65	3.04
4	16.44	4.11	13.99	3.50	13.24	3.31	12.11	3.03	11.26	2.82
4.5	17.28	3.84	14.70	3.27	13.91	3.09	12.72	2.83	11.83	2.63
5	18.06	3.61	15.37	3.07	14.54	2.91	13.30	2.66	12.37	2.47
5.5	18.80	3.42	16.00	2.91	15.13	2.75	13.84	2.52	12.87	2.34
6	19.50	3.25	16.59	2.77	15.70	2.62	14.36	2.39	13.35	2.23
6.5	20.16	3.10	17.16	2.64	16.23	2.50	14.85	2.28	13.80	2.12
7	20.80	2.97	17.70	2.53	16.75	2.39	15.32	2.19	14.24	2.03
7.5	21.41	2.85	18.22	2.43	17.24	2.30	15.77	2.10	14.66	1.96
8	22.00	2.75	18.72	2.34	17.71	2.21	16.20	2.03	15.07	1.88
8.5	22.57	2.66	19.21	2.26	18.17	2.14	16.62	1.96	15.45	1.82
9	23.12	2.57	19.67	2.19	18.61	2.07	17.02	1.89	15.83	1.76
9.5	23.65	2.49	20.12	2.12	19.04	2.00	17.41	1.83	16.19	1.70
10	24.16	2.42	20.56	2.06	19.45	1.95	17.79	1.78	16.55	1.66
11	25.15	2.29	21.40	1.95	20.25	1.84	18.52	1.68	17.22	1.57
12	26.09	2.17	22.20	1.85	21.00	1.75	19.21	1.60	17.86	1.49
13	26.98	2.08	22.96	1.77	21.72	1.67	19.87	1.53	18.47	1.42
14	27.83	1.99	23.68	1.69	22.41	1.60	20.49	1.46	19.06	1.36
15	28.65	1.91	24.38	1.63	23.07	1.54	21.10	1.41	19.62	1.31
16	29.44	1.84	25.05	1.57	23.70	1.48	21.68	1.36	20.16	1.26
17	30.19	1.78	25.70	1.51	24.31	1.43	22.23	1.31	20.68	1.22
18	30.93	1.72	26.32	1.46	24.90	1.38	22.78	1.27	21.18	1.18
19	31.64	1.67	26.92	1.42	25.47	1.34	23.30	1.23	21.67	1.14
20	32.33	1.62	27.51	1.38	26.03	1.30	23.81	1.19	22.14	1.11
21	33.00	1.57	28.08	1.34	26.57	1.27	24.30	1.16	22.60	1.08
22	33.65	1.53	28.63	1.30	27.09	1.23	24.78	1.13	23.04	1.05
23	34.28	1.49	29.17	1.27	27.60	1.20	25.24	1.10	23.48	1.02
24	34.9	1.45	29.7	1.24	28.1	1.17	25.7	1.07	23.9	1.00

Tableau II-25 : les valeurs de coefficient de corrélation

Module spécifique (l/ s.km^2)	<20	10-20	4-10	1-4	<1
R	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5

Tableau II-31: Coefficients de forme de l'hydro gramme de crue δ, (Mémoire ENSH.5-0026-71)

Description du cours d'eau	Valeur de δ
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2.0-2.5
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales.	3.0-4.0
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues	4.0-7

Tableau II-34 : Crues de projet recommandées, (Mémoire ENSH.5-0026-73)

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

Tableau III-1 : Résultats de méthode de kotcherine

H_d(m)	PHE(M)	V_{PHE}(hm^3)	V_F	q_{max}(m^3/s)	$q_{laminé}$						
					b (m)						
					5	10	20	30	40	50	60
0	93.0	51.7	0	206.98	0	0	0	0	0	0	0
0.2	93.2	52.28	0.58	205.13	0.97	1.94	3.88	5.82	7.77	9.71	11.65
0.4	93.4	52.86	1.16	203.29	2.75	5.49	10.98	16.47	21.96	27.45	32.94
0.6	93.6	53.44	1.74	201.43	5.04	10.09	20.17	30.26	40.35	50.44	60.52
0.8	93.8	54.02	2.32	199.59	7.77	15.53	31.06	46.59	62.12	77.65	93.18
1	94.0	54.6	2.9	197.74	10.85	21.7	43.4	65.11	86.82	108.52	130.23
1.2	94.2	55.18	3.48	195.89	14.27	28.53	57.06	85.59	114.12	142.55	171.19
1.4	94.4	55.76	4.06	194.05	17.98	35.95	71.91	107.86	143.87	179.77	215.72
1.6	94.6	56.34	4.64	192.20	21.96	43.93	87.85	131.78	175.71	219.63	263.56
1.8	94.8	56.92	5.22	190.35	26.21	52.41	104.83	157.24	209.66	262.07	314.49
2	95	57.5	5.80	188.51	30.7	61.39	122.78	184.16	245.55	306.95	368.33
2.2	95.2	58.08	6.38	186.66	35.41	70.82	141.65	212.47	283.3	354.11	424.94
2.4	95.4	58.66	6.96	184.81	40.35	80.7	161.4	242.09	322.79	403.49	484.19
2.6	95.6	59.24	7.54	182.97	45.5	90.99	181.99	272.98	363.97	454.96	545.96
2.8	95.8	59.12	8.12	181.12	50.85	101.69	203.38	305.07	406.76	508.46	610.15
3	96	60.4	8.70	179.27	56.39	112.78	225.56	338.34	451.12	563.89	676.67
3.2	96.2	60.98	9.28	177.42	62.12	124.24	248.49	372.73	496.97	621.21	745.46
3.4	96.4	61.56	9.86	175.58	68.04	136.07	272.14	408.21	544.28	680.35	816.42
3.6	96.6	62.14	10.44	173.73	74.13	148.25	296.5	444.75	593.01	741.26	889.51

Tableau III-9 : 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	15.45	0	0	23.37	21,033	9,898
2	0.5	15.45	30.89	41,703	23.37	38.82	111,939	52,677
3	1	30.89	46.34	139,019	38.82	54.26	251,306	118,262
4	1.5	46.34	61.79	291,948	54.26	69.71	446,308	210,027
5	2	61.79	77.23	500,454	69.71	85.16	696,904	327,955
6	2.5	77.23	92.68	764,601	85.16	100.60	1,003,081	472,038
7	3	92.68	108.12	1,084,307	100.60	116.05	1,364,887	642,300
8	3.5	108.12	123.57	1,459,671	116.05	119.30	1,694,498	797,411
9	4	123.57	139.02	1,890,649	119.30	136.74	2,073,884	975,945
10	4.5	139.02	154.46	2,377,159	136.74	142.19	2,510,354	1,181,343
11	5	154.46	169.91	2,919,354	142.19	147.63	2,869,182	1,350,203
12	5.5	169.91	185.36	3,517,163	147.63	149.08	3,204,516	1,508,008
13	6	185.36	200.8	4,170,476	149.08	108.04	3,008,276	1,415,659
14	6.5	200.80	14.88	2,523,473	108.04	68.79	2,228,067	1,048,502
15	7	14.88	12.7	347,469	68.79	61.73	1,761,999	829,176
16	7.5	12.70	10.75	316,623	61.73	49.88	1,607,138	756,300
17	8	10.75	9.01	284,585	49.88	38.24	1,348,258	634,474
18	8.5	9.01	7.47	252,187	38.24	31.80	1,134,671	533,963
19	9	7.47	6.12	220,182	31.80	29.53	1,048,670	493,492
20	9.5	6.12	4.94	189,069	29.53	25.99	999,330	470,273
21	10	4.94	3.05	143,755	25.99	23.39	977,787	460,135
22	11	3.05	1.72	94,474	23.39	11.29	748,995	352,468
23	12	1.72	0.85	55,516	11.29	0.59	277,877	130,766
24	13	0.85	0.33	27,529	0.59	0.21	20,115	9,466
25	14	0.33	0.09	10,680	0.21	0.05	7,071	3,328
26	15	0.09	0.01	2,593	0.05	0	2,033	957
27	16	0.01	0	195	0.00	0	152	72
28	17	0.00	0	31	0.00	0	24	11
29	18	0	0	0	0	0	0	0

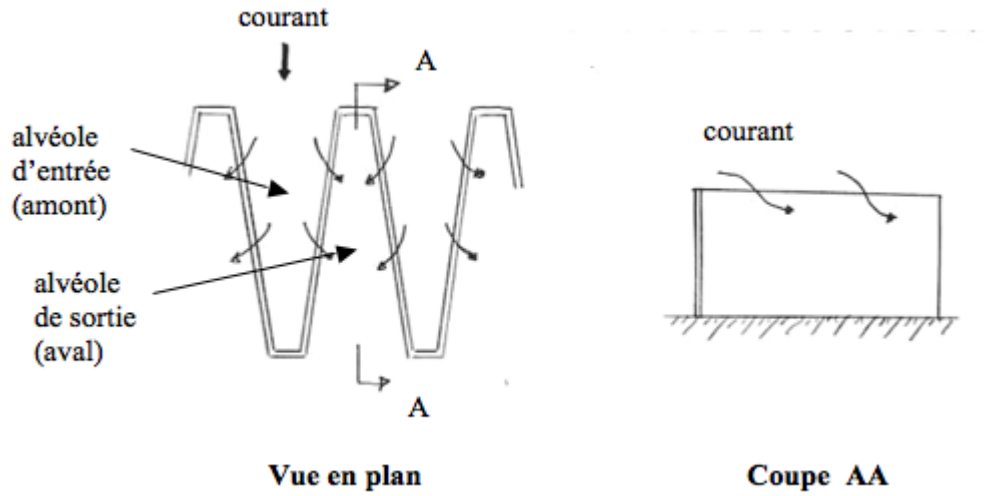


Figure IV. 1 : Schéma d'un déversoir en labyrinthe (Source : support de cour Mr. Zeroual).

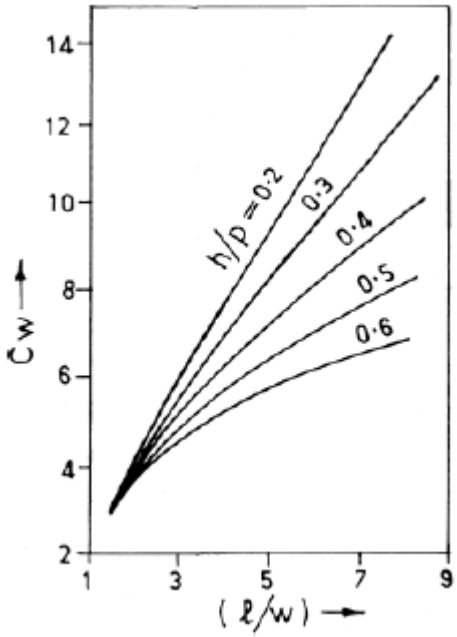


Figure IV. 2 **:** Abaque de relation entre Cw, h/P et L/w (Darvas 1971), (Source : support de cour Mr. Zeroual).

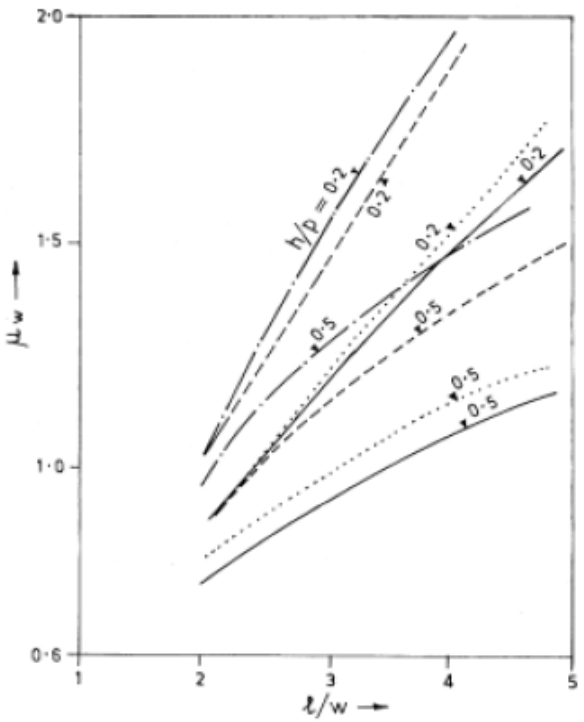
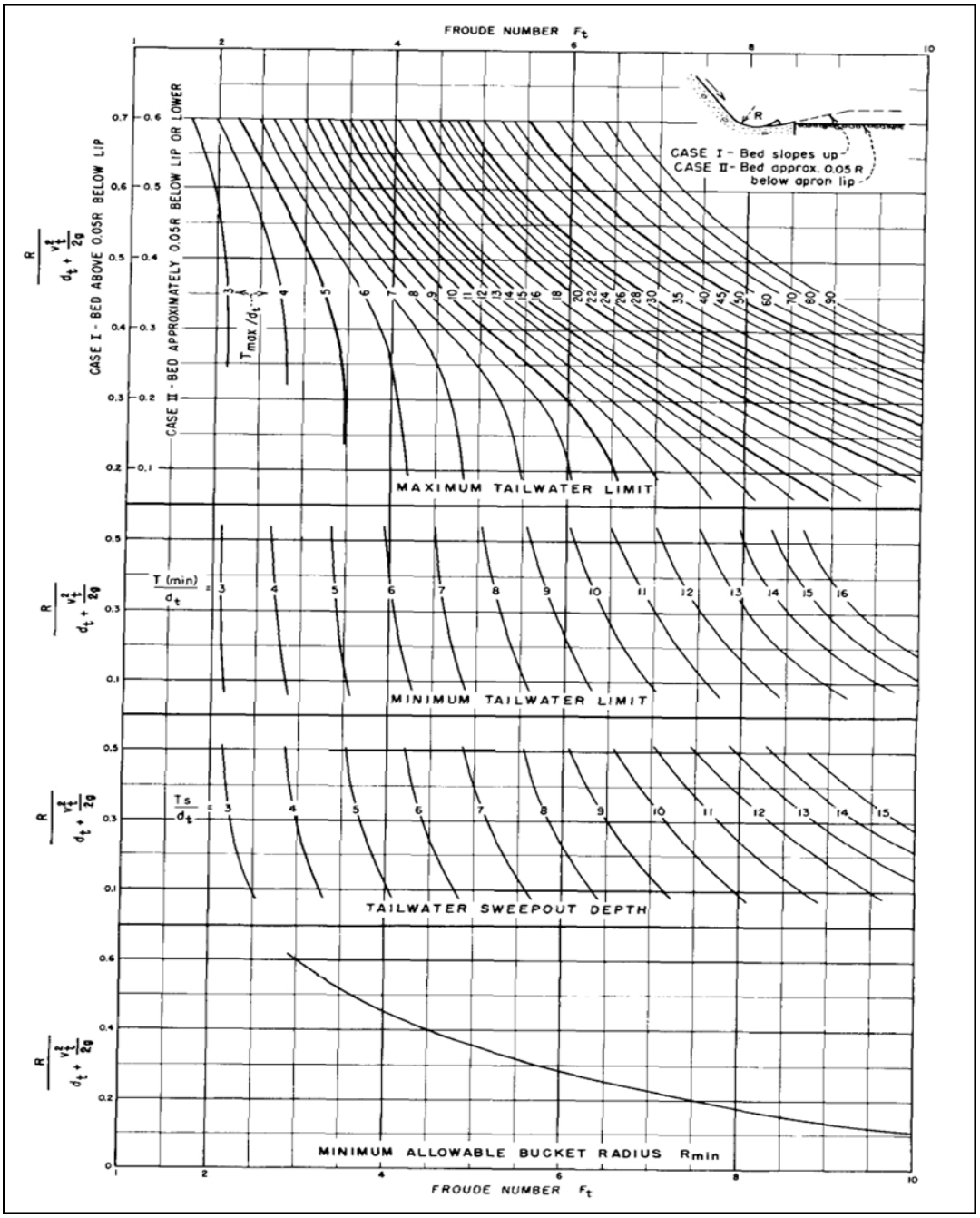


Figure IV.3: Abaque relation μw, h/P et l/w (Zarrouk, Seqqat-Dakhma, Chérif 1995), (Source : support de cour Mr. Zeroual).



Annexe D : Abaque de dimensionnement de saut de ski

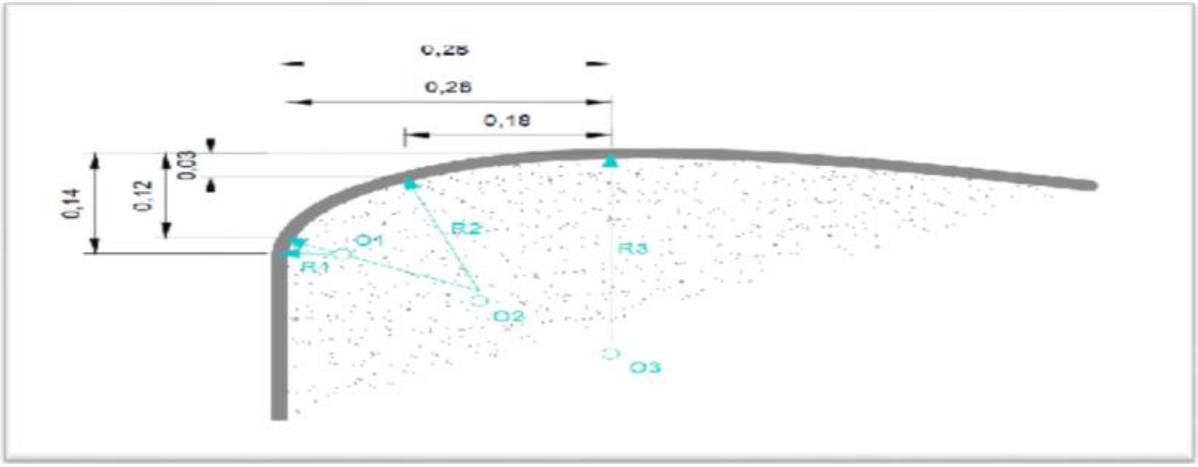
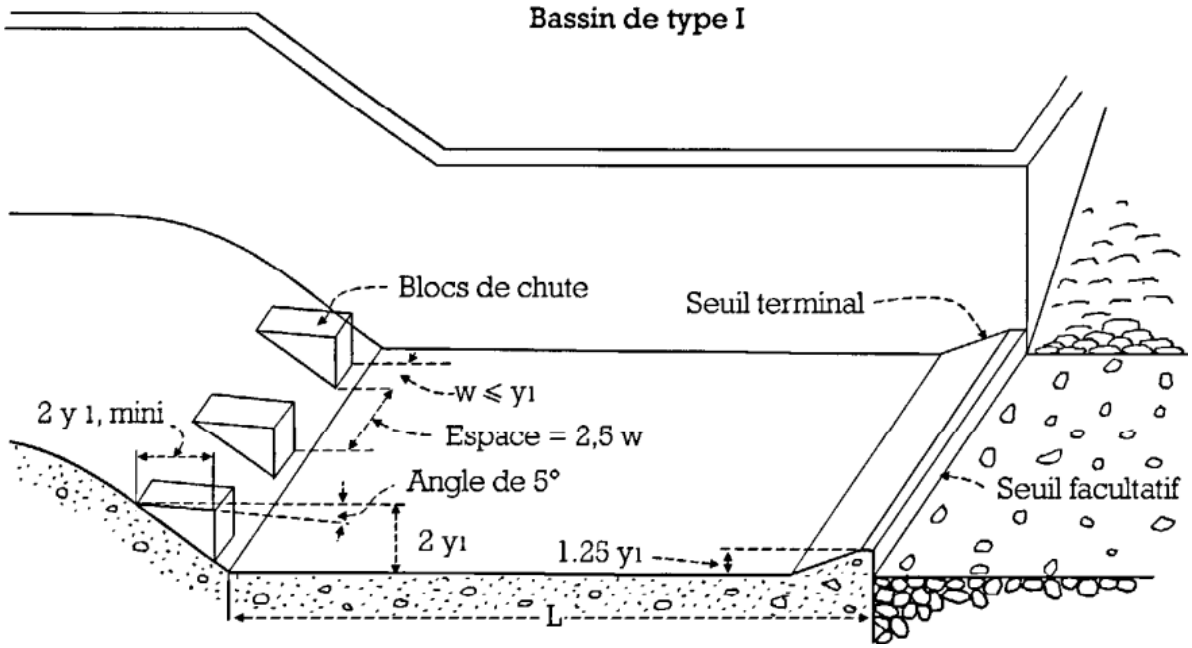


Figure IV.9 : Détail schématique du quadrant amont



La Figure IV-13 **:** bassin de dissipation type I

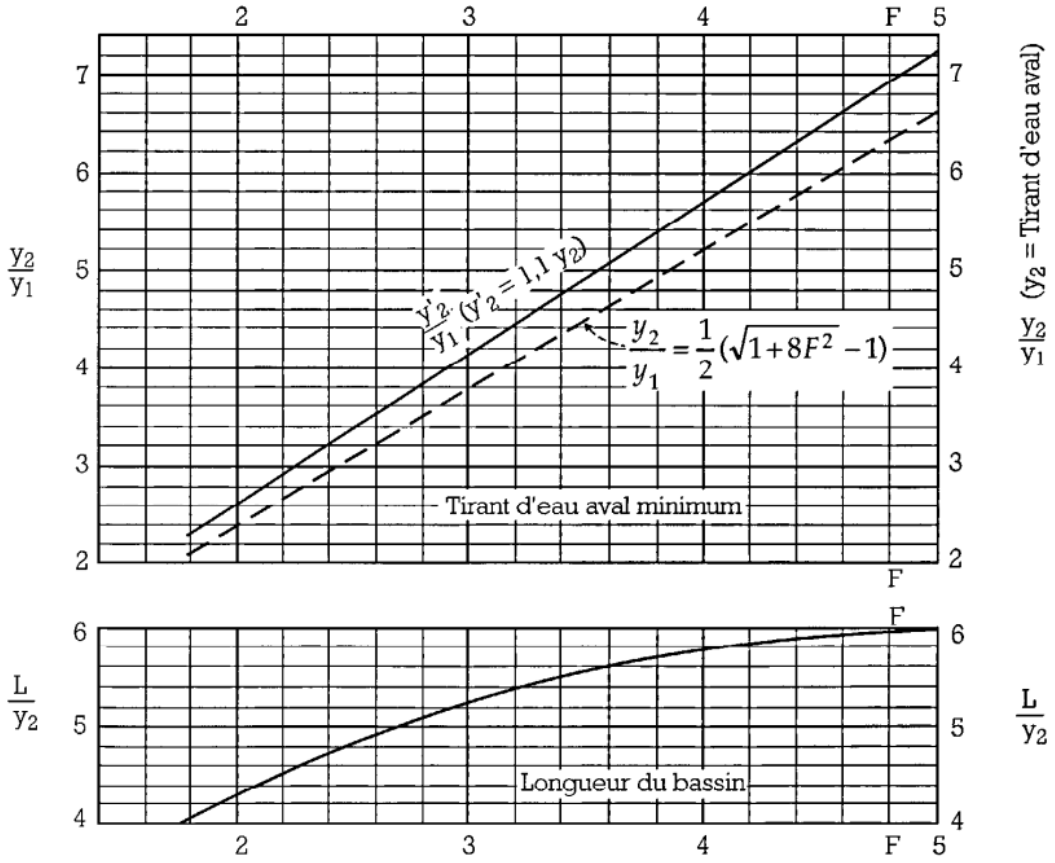


Figure IV-14 : les caractéristiques du bassin de dissipation ty

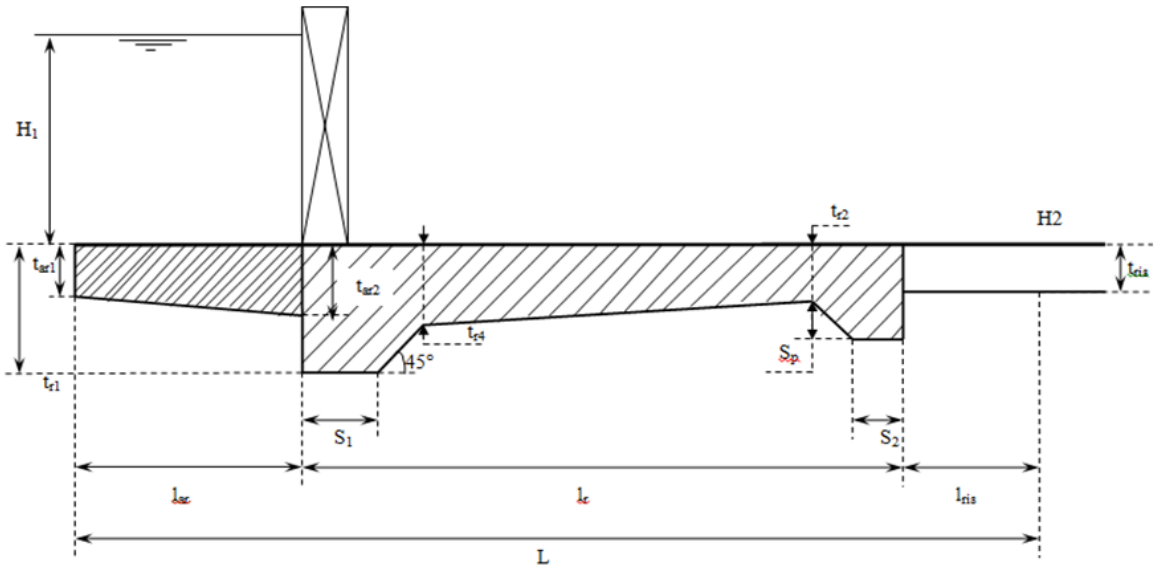


Figure V-1 : Coupe longitudinale d'un ouvrage hydrotechnique

Tableau VI-1 : symboles des opérations

Symbols	Operations	Durée(mois)
MIC	Mobilisation & installation de chantier	6
EP	Excavationsphase1	1
BCD	Bétonnage de conduite de dérivation	5
B	Batardeau	1,5
DO	Dérivation de l'oued	0
EP	Excavations phase2	6
FI	Forages et injections	3
R	Remblais	12
BPEC	Bétonnage de prise d'eau et évacuateur de crue	6
EHE	Equipements hydromécaniques et électriques	3
EA	Equipements d'auscultation	2
MEB	Miseeneau dubarrage	0
D	Démobilisation	3