



## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option: Conception Des Ouvrages Hydrotechniques**

**THEME :**

**Etude de dimensionnement d'un nouvel évacuateur de  
crues du barrage HAMIZ (w.boumerdes)**

**Présenté par :**

**AMRANI Mohamed Mehdi**

**Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
BENLAOUKLI Bachir	M.C.A	Président
BENSALAH Mohamed Draïdi	M.C.B	Membre
OSMANI Elhadi	M.A.A	Membre
ZEROUAL Ayoub	M.C.A	Promoteur

**Session Novembre 2023**

## **REMERCIEMENT**

Je tiens à exprimer ma gratitude à Dieu le tout puissant pour m'avoir donné la santé, le courage et la volonté d'étudier et pour m'avoir permis de terminer ce modeste travail dans les meilleures conditions possibles.

Au terme de cette modeste étude, je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes remerciements les plus sincères à Monsieur ZEROUAL.A, mon promoteur, pour leurs précieux conseils, ainsi qu'à tous nos professeurs et enseignants qui ont joué un rôle essentiel dans ma formation.

Je tiens à exprimer ma gratitude au président et aux membres du jury qui auront l'honneur de juger mon travail.

Je voudrais également exprimer ma gratitude à tous les enseignants, à la direction de l'école et au ministère de tutelle pour leur supervision de notre formation.

Une grande reconnaissance à tous les employés de la bibliothèque de l'ENSH.

Un grand merci à toutes les personnes qui ont contribué à la création de ce mémoire, de près ou de loin.

## **DEDICASE**

Chers parents, Je tiens à prendre un moment pour vous exprimer ma profonde gratitude pour m'avoir soutenu tout au long de mon parcours éducatif, depuis le début jusqu'à la fin. Votre amour, votre encouragement, et votre croyance en moi ont été les moteurs de ma réussite. Vous m'avez rappelé à chaque instant que l'éducation est une voie précieuse, et je n'aurais pas pu atteindre la fin de mes études sans votre soutien indéfectible. Ce moment marque non seulement la fin de mon parcours académique, mais aussi le début d'une nouvelle aventure. Je vous remercie du fond du cœur pour m'avoir aidé à atteindre ce jalon important de ma vie.

À mes chers amis MOHAMED YOUNES, MOKHTAR, ALI, et SAID, qui sont bien plus que des amis, mais des frères de cœur, À la fin de cette période d'études, je tiens à exprimer toute ma gratitude envers chacun de vous. Vous êtes les piliers de ma vie, mes partenaires dans toutes les aventures et les gardiens de précieux souvenirs. Nous avons partagé des rires, des larmes, des succès et des défis, et chaque moment passé avec vous a été un trésor inestimable. Votre amitié est une source de force et de joie qui a éclairé chaque jour de mon parcours éducatif. Même si nos chemins peuvent diverger à l'avenir, sachez que notre lien demeurera indestructible. Vous êtes mes frères et sœurs, ma famille choisie, et je vous aime profondément. À nos amitiés éternelles et à tous les chapitres passionnants qui nous attendent. La fin de mes études marque un moment de fierté, de joie et de gratitude, que je souhaite partager avec chacun de vous. Votre soutien inconditionnel, votre amour et votre amitié ont été les fondations de mon succès. À ma famille, merci d'avoir été les racines qui m'ont permis de grandir et de m'épanouir. Votre confiance en moi a été mon moteur.

## ملخص

الهدف من مذكرتنا هو تصميم مفرغة للفيضانات جديدة بجوار القديمة، باستخدام نهج بُعِدي. يشمل هذا النهج تحلياً متعمقاً لخصائص المنطقة المائية والهيدرولوجية، بالإضافة إلى مراعاة قدرات وحدود المفرغة الحالية. هدفنا هو تحسين إدارة تدفقات المياه، وتعزيز قدرة المقاومة للفيضانات، مع ضمان التوافق والتآلف بين الهيكل الجديد والقديم. تهدف هذه المذكرة إلى تقديم توصيات دقيقة لضمان فعالية وسلامة واستدامة المفرغة للفيضانات في مجملها.

### Résumé :

L'objectif de notre mémoire est de concevoir un nouvel évacuateur de crue adjacente à l'ancien, en se basant sur une approche dimensionnelle. Cette démarche implique une analyse approfondie des caractéristiques hydrologiques et hydrauliques de la région, ainsi que la prise en compte des capacités et des limites de l'évacuateur existant. Notre objectif est d'optimiser la gestion des débits d'eau, de renforcer la capacité de résistance aux crues, tout en assurant la compatibilité et la synergie entre la nouvelle structure et l'ancienne. Ce mémoire vise à fournir des recommandations précises pour garantir l'efficacité, la sécurité et la durabilité de l'évacuateur de crue dans son ensemble.

### Summary :

The objective of our thesis is to design a new flood spillway adjacent to the old one, using a dimensional approach. This approach involves a thorough analysis of the hydrological and hydraulic characteristics of the area, along with considering the capacities and limitations of the existing spillway. Our goal is to optimize water flow management, enhance flood resistance capacity, all while ensuring compatibility and synergy between the new and old structures. This thesis aims to provide precise recommendations to ensure the effectiveness, safety, and sustainability of the flood spillway as a whole.

# TABLE DE MATIERE

Introduction générale .....	1
-----------------------------	---

## Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction .....	2
I.1. Présentation de la zone d'étude .....	2
I.1.1. Histoire du Barrage EL HAMIZ .....	4
Conclusion .....	4

## Chapitre II : Etude géologique et géotechnique

Introduction .....	5
II.1 Contexte géologique .....	6
II.1.1 Géologie régionale .....	6
II.1.2 Géologie du site .....	7
II.1.2.1 Couverture végétale .....	7
II.2 Hydrographie .....	7
II.3 Sismicité .....	8
II.4 Etanchéité .....	10
II.5 Les Fondations Du Nouveau Barrage .....	10
II.6 Travaux d'injection et d'étanchement Des fierrains des fondations .....	11
II.7 Comportement après la mise en eau du premier barrage .....	11
II.8 Etablissement du rideau d'étanchéité .....	12
II.9 Bassin versant .....	13
Conclusion .....	13

## Chapitre III : Etude hydrologique

Introduction .....	17
III.1. Bassin versant .....	17
III.1.1. Caractéristiques géométriques du bassin versant .....	17
III.1.2. Caractéristiques sociodémographiques .....	18
III.1.3. Caractéristiques morphologiques .....	19
III.1.3.1. Indice de compacité de Horton (KH) .....	19
III.1.3.2. Indice de compacité de Gravelius .....	19
III.1.3.3. Rectangle équivalent .....	20
III.1.3.4. Coefficient d'allongement .....	21
III.2. Etude du relief .....	22
III.2.1.1. Modèle numérique de terrain .....	22
III.2.1.2. Altitudes .....	22
III.2.1.3. Classes des pentes .....	24
III.2.2. Courbe hypsométrique .....	25
III.2.2.1. L'altitude maximale et minimale ( $H_{max} - H_{min}$ ) .....	26
III.2.2.2. L'altitude moyenne ( $H_{moy}$ ) .....	26
III.2.2.3. L'altitude médiane « H5% » .....	27
III.2.2.4. L'altitude médiane « H50% » .....	27
III.2.2.5. L'altitude médiane « H95% » .....	27
III.2.3. Les indices de pente .....	27
III.2.3.1. La pente du bassin versant .....	27

III.2.3.2.	Indice de pente globale $I_g$ .....	27
III.2.4.	Caractéristiques du réseau hydrographique.....	28
III.2.5.	Paramètres hydrographiques .....	29
III.2.5.1.	Dénivelée spécifique $D_s$ .....	29
III.2.5.2.	Densité de drainage $Dd$ .....	30
III.2.5.3.	Temps de concentration .....	30
III.2.6.	Vitesse de ruissellement:.....	32
III.2.7.	Synthèse récapitulative du bassin versant de l'oued HAMIZ.....	33
III.3.	Climatologie .....	34
III.3.1.	Choix de la station.....	34
III.3.2.	Température .....	34
III.3.3.	Humidité relative .....	35
III.3.4.	Vitesse du vent .....	36
III.3.5.	Précipitations .....	37
III.4.	Choix de la loi d'ajustement.....	39
III.4.1.	Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL .....	39
III.4.1.1.	Ajustement de la série à la loi de GUMBEL .....	39
III.5.	Détermination des débits maximums fréquents par la méthode du GRADEX .....	41
III.5.1.	Description de la méthode.....	41
III.5.2.	Principe de la méthode.....	41
III.5.3.	Hypothèses de la méthode.....	42
III.5.4.	Les étapes de la méthode .....	43
III.5.4.1.	Détermination du GRADEX .....	44
III.6.	Hydrogramme de crue.....	46
III.7.	Choix de la crue de projet .....	49
III.7.1.	Courbes « Hauteurs – Capacités – Surfaces ».....	51
III.8.	Laminage des crues.....	53
III.8.1.	Méthode de Muskingum (Fread, D.L. 1993).....	53
III.8.1.1.	Conception de base et formulation: .....	54
III.8.1.2.	Méthode de Muskingum .....	56
III.8.1.3.	Principe de la méthode de solution:.....	56
III.8.1.4.	Calcul du débit de sortie .....	58
III.8.1.5.	Calcul du volume stocké.....	59
III.8.1.6.	Application de la méthode de Muskingum pour un diamètre $D=11m$ .....	59
Conclusion.....		64

## Chapitre IV : Etude hydraulique

Introduction.....		65
IV.1.	Ancien évacuateur de crue .....	65
IV.1.1.	Choix du type de l'évacuateur de crues .....	67
IV.1.1.1.	Hydrogramme de crue de période de retour $T=1000$ ans $Q=650m^3/s$ .....	68
Tableau IV. 1 :	Valeur de débit de crue de période de retour $T=1000$ ans $Q = 650 m^3/s$ .	68
IV.1.1.2.	Hydrogramme de crue de période de retour $T=1000$ ans $Q=1104m^3/s$ .....	70
IV.1.1.3.	Hydrogramme de crue de période de retour $T=1000$ ans $Q=454 m^3/s$ .....	71
IV.2.	Nouveau évacuateur de crue .....	73
IV.2.1.	Siphons .....	73
IV.2.1.1.	Les avantages .....	74
IV.2.1.2.	La vitesse .....	74
IV.2.1.3.	Calcul de débit.....	75
IV.3.	Dimensionnement de siphon.....	77

IV.3.1.	Calcule de surface .....	77
IV.3.2.	Calcule de périmètre.....	77
1.	Calcule de rayon .....	77
2.	Calcule de coefficient Kf.....	78
3.	Calcule de Vadm.....	78
IV.4.	Divergente.....	79
IV.4.1.	Les avantages .....	79
IV.5.	Calcul de la ligne d'eau.....	80
IV.5.1.	Méthode indirecte d'intégration numérique.....	80
IV.6.	Coursier a rugosité artificielle .....	83
IV.6.1.	Type de rugosité artificielle.....	83
IV.6.2.	Rugosité en double zigzag .....	83
2.	Calcule de débit spécifique.....	84
3.	Calcule de la hauteur .....	84
4.	Calcule de la surface .....	84
5.	Calcule de périmètre.....	85
IV.7.	Bassin de dissipation.....	86
IV.7.1.	Calcule le nombre de Froude .....	87
IV.7.2.	Dimensionnement des blocs de chute.....	88
IV.7.3.	Hauteur de seuil terminal .....	88
Conclusion.....		89

## **Chapitre V : Etude génie civile**

Introduction.....	90
V.1. Etude de stabilité.....	90
V.1.1. Stabilité des murs bajoyers .....	90
Calcul des forces.....	91
V.1.2. Stabilité du bassin de dissipation .....	93
V.2. Calcul de ferrailage .....	94
V.2.1. Ferrailage de rideau de coursier.....	94
V.2.2. Calcul des moments à l'encastrement .....	95
V.2.3. Ferrailage de la semelle de coursier .....	97
Conclusion.....	100

## **Chapitre VI : Organisation du chantier**

Introduction.....	101
VI.1 Organisation technique et données préparatoires.....	101
VI.2 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise.....	102
VI.2.1 Installations destinées au personnel .....	102
VI.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux .....	102
VI.2.3 Installations destinées à la réparation des engins.....	102
VI.2.4 Installation destinée pour la préfabrication.....	102
VI.3 Travaux de réalisation .....	102
VI.3.1 Travaux de terrassements .....	102
VI.3.2 Travaux d'excavations .....	102
VI.3.3 Travaux de pose d'un siphon.....	103
VI.3.4 Travaux secondaires.....	103
VI.4 Les moyens de chantier .....	103
VI.5 Planification.....	105

VI.5.1	Attribution des durées de chaque opération .....	105
VI.5.2	Délai de construction et programme des travaux.....	105
VI.5.3	Symboles des différentes opérations .....	106
VI.5.4	Techniques de la planification .....	106
VI.5.4.1	Méthodes basées sur le réseau .....	107
VI.5.4.2	Planification avec la méthode de tableau .....	107
Conclusion.....		108
Conclusion générale.....		109

# LISTE DES TABLEAUX

## Chapitre II : Etude géologique et géotechnique

Tableau II. 1 : Accélérations des séismes SBE et SMD .....	8
Tableau II. 2 : Coefficients d'accélération.....	9

## Chapitre III : Etude hydrologique

Tableau III. 1: Superficie totale dans le bassin versant des communes visées .....	18
Tableau III. 2: Les paramètres hydromorphométriques du bassin versant d'oued HAMIZ.....	21
Tableau III. 3 : Classes des altitudes .....	23
Tableau III. 4: Classes des pentes dans le bassin versant de l'oued Hamiz.....	24
Tableau III. 5: Répartition des superficies cumulées en fonction des classes d'altitudes.....	25
Tableau III. 6: caractéristiques altimétriques du bassin versant.....	27
Tableau III. 7: Classification ORSTOM du relief à partir de l'indice de pente global .....	28
Tableau III. 8: Classification du relief (Laborde, 2000).....	29
Tableau III. 9: temps de concentration .....	32
Tableau III. 10: Paramètres hydrographiques d'Oued Hamiz.....	32
Tableau III. 11: Synthèse des caractéristiques générales du bassin versant d'oued HAMIZ ...	33
Tableau III. 12: Caractéristiques de la station mise en étude (1981 / 2022).....	34
Tableau III. 13: Températures mensuelles minimales, moyennes et maximales enregistrées à la station choisie en (°C) (1981 / 2022).....	34
Tableau III. 14: Humidités relatives mensuelles minimales, moyennes et maximales (%) (1977 / 2010).....	35
Tableau III. 15: Moyennes mensuelles de la vitesse du vent à la station de hamiz (m/s) (1977 / 2010).....	36
Tableau III. 16: Précipitations moyennes mensuelles à la station choisie (mm) (1981 / 202).....	37
Tableau III. 17 : précipitations maximales journalières prise de la station hamiz .....	38
Tableau III. 18 Caractéristique de la série pluviométrique (42 ans).....	38
Tableau III. 19: Résultats d'ajustement à la loi de GUMBEL.....	40
Tableau III. 20: Les résultats de l'ajustement pour les différentes périodes de retours .....	46
Tableau III. 21: Valeur du coefficient de forme de l'hydrogramme de crue $\delta$ .....	47
Tableau III. 22: Valeurs des débits pour différentes périodes de retours. ....	47
Tableau III. 23:Crue de projet recommandée.....	49
Tableau III. 24 Choix de la crue de projet.....	50
Tableau III. 25 : Courbe topographiques et volumétriques.....	52
Tableau III. 26 Valeurs de h et les plages de variation en période de crue.....	57
Tableau III. 27 : Calcul de la courbe caractéristique du barrage.....	61
Tableau III. 28 : Calcul de l'hydrogramme laminaire .....	62

## Chapitre VI : Organisation du chantier

Tableau VI. 1: Symboles des opérations.....	106
Tableau VI. 2: Détermination du chemin critique par la méthode du tableau .....	107

# LISTE DES FIGURES

## Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I. 1 : Cartes de barrages d'ALGERIE. ....	3
Figure I. 2 : Emplacement du barrage d'EL HAMIZ.....	3
Figure I. 3 : Barrage EL HAMIZ avant surélévation.....	4

## Chapitre II : Etude géologique et géotechnique

Figure II. 1: Carte de zonage sismique de territoire nationale selon R.P.A 99 modifié en 2003 .....	9
--	---

## Chapitre III : Etude hydrologique

Figure III. 1 : Carte de situation du bassin versant de l'oued HAMIZ.....	18
Figure III. 2: Différents types des BV selon le coefficient de Gravelius Kc .....	20
Figure III. 3: Le modèle numérique de terrain de la zone étude .....	22
Figure III. 4: Carte des altitudes du bassin versant de l'oued Hamiz .....	23
Figure III. 5: Carte des pentes du bassin versant de l'oued Hamiz .....	24
Figure III. 6: courbe hypsométrique du bassin versant d'oued El Hamiz .....	26
Figure III. 7: Carte du réseau hydrographique du bassin versant de oued Hamiz .....	29
Figure III. 8: Températures mensuelles moyennes, minimales et maximales à la station choisie (1981-2022).....	35
Figure III. 9: Humidités relatives mensuelles de la station choisie (1981-2022).....	36
Figure III. 10: Moyennes mensuelles des vitesses du vent moyen à la station choisie (1981 / 2022).....	37
Figure III. 11: Précipitations moyennes mensuelles à la station choisie (1981-2022).....	37
Figure III. 12: Graphique de l'ajustement à la loi de GUMBEL.....	41
Figure III. 13: Graphe représente ajustement graphique pour les pluies et droite d'extrapolation pour les débits (Laborde, 2000). ....	43
Figure III. 14: Graphe de l'ajustement des pluies et la droite d'extrapolation des débits. ....	45
Figure III. 15: Hydrogramme de crue pour diffèrent période de retour T.....	48
Figure III. 16: Hydrogramme de crue de période de retour 1000ans .....	51
Figure III. 17: courbe capacités hauteur surface .....	53
Figure III. 18 Laminage à travers un barrage.....	56
Figure III. 19 : Evacuateur à surface libre.....	58
Figure III. 20: Evacuation par le fond.....	59
Figure III. 21: Modélisation de la courbe capacité- hauteur .....	60
Figure III. 22: Modélisation de la courbe surface hauteur.....	61

## Chapitre IV : Etude hydraulique

Figure IV. 1: Evacuateur de crue de barrage el hamiz .....	66
Figure IV. 2 : Hydrograme de crue de periode de retour T=1000ans Q=650m <sup>3</sup> /s .....	69
Figure IV. 3 : Hydrograme de crue de periode de retour T=1000ans Q=1104 m <sup>3</sup> /s.....	71
Figure IV. 4 : Hydrograme de crue de periode de retour T=1000ans Q=454 m <sup>3</sup> /s .....	72
Figure IV. 5 : Siphon à prise d'air latérale.....	74
Figure IV. 6 : Graphique de la ligne d'eau dans le coursier. ....	82
Figure IV. 7 : Bassin de dissipation USBR type (I) .....	87

## **Chapitre V : Etude génie civile**

Figure V. 1: Les forces agissantes sur le mur des bajoyers.....	90
Figure V. 2 : Calcul de ferrailage du coursier .....	94
Figure V. 3 : Diagramme des contraintes de la semelle du mur de bajoyer .....	98

## **Chapitre VI : Organisation du chantier**

Figure VI. 1: Réseaux à nœuds et calcul du temps de réalisation du réseau de distribution .	108
---	-----

## **Introduction générale**

Le changement climatique est devenu une réalité indéniable, engendrant des modifications substantielles dans les régimes hydrologiques et accentuant les risques liés aux phénomènes météorologiques extrêmes. Dans ce contexte, les infrastructures hydrauliques, dont les barrages, se trouvent confrontées à des défis sans précédent. Le barrage HAMIZ, situé dans la wilaya de BOUMERDES, n'échappe pas à cette réalité changeante.

L'évacuateur de crue existant, conçu pour faire face à des débits spécifiques, se trouve aujourd'hui confronté à l'impact direct des changements climatiques. L'augmentation des précipitations, les variations des schémas hydrologiques, et les pics de crue de plus en plus fréquents ont mis en lumière les limitations de l'évacuateur de crue actuel. Il est devenu impératif de repenser et de dimensionner un nouvel évacuateur de crue qui puisse répondre efficacement à ces nouveaux paramètres.

Ce mémoire de fin d'étude se concentre sur l'analyse approfondie des facteurs climatiques, hydrologiques et hydrauliques qui influent sur la capacité de l'évacuateur de crue du barrage HAMIZ. L'objectif principal est de proposer une solution viable et efficiente pour répondre aux défis posés par le changement climatique. Le nouveau dimensionnement prend en compte non seulement les débits actuels mais anticipe également les variations futures, garantissant ainsi la résilience de l'ouvrage face à des conditions climatiques de plus en plus extrêmes.

À travers cette étude, nous explorerons les méthodologies de dimensionnement, les paramètres hydrologiques spécifiques à la région, et les implications pratiques de l'implémentation d'un nouvel évacuateur de crue. Ce travail se veut une contribution significative à la conception et à la gestion durables des infrastructures hydrauliques, assurant la protection des populations en aval et la préservation des ressources hydriques dans un contexte climatique en mutation constante.

# **CHAPITRE I**

## **Présentation de la zone d'étude**

## **Introduction :**

La compréhension approfondie de la zone d'étude est une étape fondamentale dans la réalisation de tout projet de recherche. Ce chapitre vise à offrir une présentation détaillée du contexte géographique dans lequel s'inscrit notre étude. La zone sélectionnée, par sa singularité et sa complexité, revêt une importance particulière dans la compréhension des phénomènes étudiés.

### **I.1. Présentation de la zone d'étude :**

La Wilaya de Boumerdès, joyau de la Grande Kabylie en Algérie, se dévoile comme une région d'une diversité géographique exceptionnelle. Au cœur de cette toile naturelle se trouve BOUMERDES, une ville côtière aux contours majestueux, étendue sur 1 456,16 km<sup>2</sup>, avec un littoral de 100 km s'étirant du cap de BOUDOUAOU EL BAHRI à l'ouest jusqu'à la limite orientale de la commune de AFIR.

À 45 km à l'est de la capitale Alger, à 52 km à l'ouest de TIZI OUZOU, et à 25 km au nord de BOUIRA, BOUMERDES occupe une position stratégique dans le panorama algérien. C'est dans cette toile de paysages contrastés et de richesses naturelles que le Barrage HAMIZ trouve sa place, ancré dans la commune de l'ARBATACHE, KHMIS EL KHECHNA, au sein de la Wilaya de BOUMERDES.

À une distance de 6 km de FONDOUK, 25 km des rivages de la mer Méditerranée, et à 35 km de la vibrante ville d'ALGER, le Barrage HAMIZ émerge comme un élément essentiel de cette région. Niché dans le bassin versant de l'Oued LEKHAL, au cœur de la vallée de l'oued REGHAIA, il s'étend sur une superficie d'environ 220 km<sup>2</sup> de terres fertiles et riches.

Cette présentation vous invite à explorer les détails fascinants de la zone d'étude du Barrage HAMIZ, où les éléments géographiques, hydrologiques et environnementaux se rencontrent. Au-delà de sa capacité impressionnante de 15,53 millions de m<sup>3</sup> à la cote de la retenue normale, ce barrage incarne la symbiose entre la nature et l'ingénierie, contribuant significativement à la vie et à la prospérité de la Wilaya de BOUMERDES.

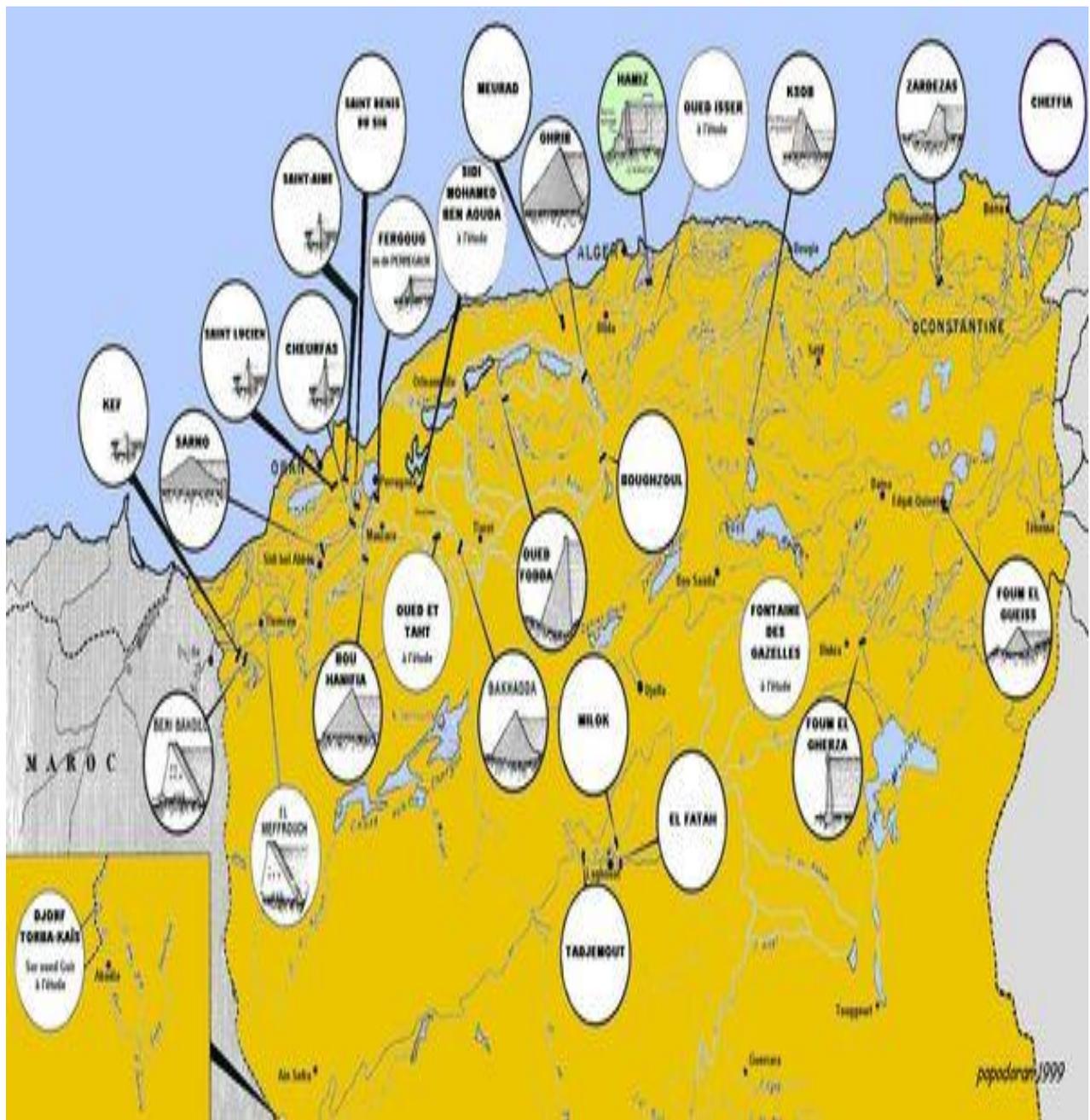
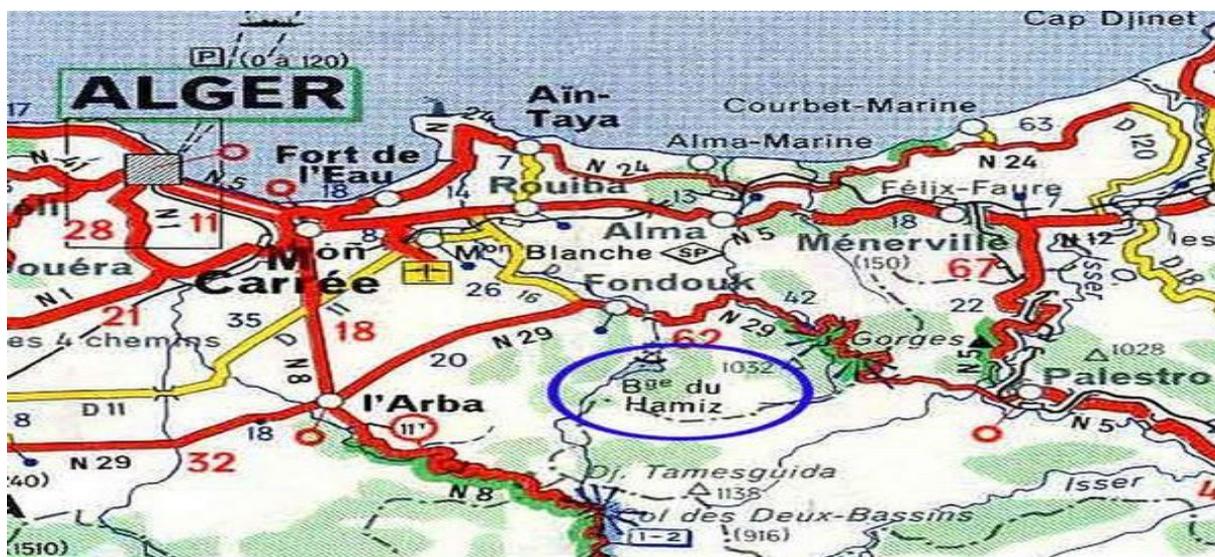


Figure I. 1: Carte de barrages d'ALGERIE.

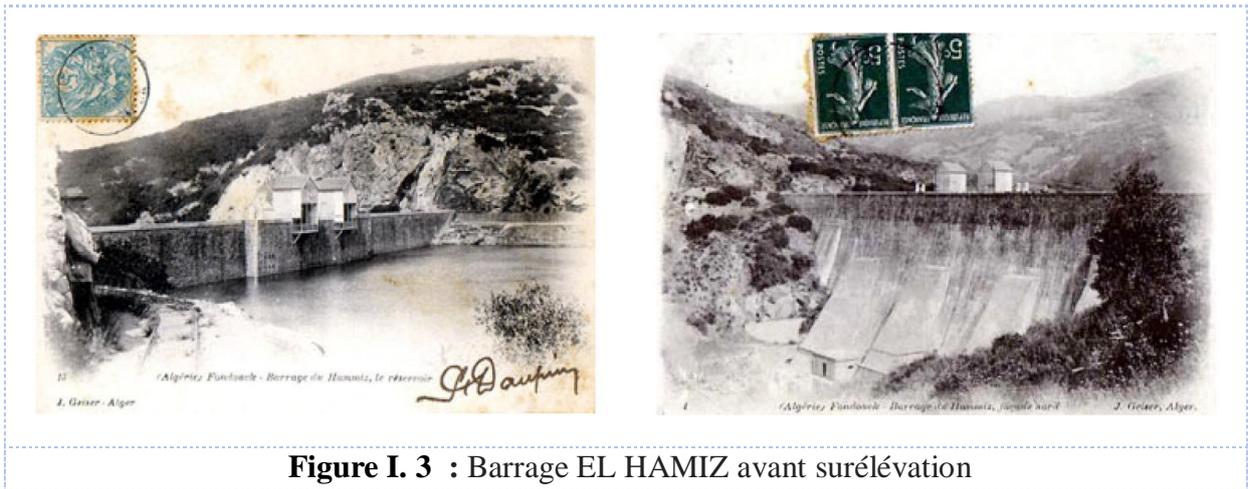


**Figure I. 2 : Emplacement du barrage d'EL HAMIZ.**

### **I.1.1. Histoire du Barrage EL HAMIZ :**

La construction du barrage du HAMIZ fut envisagée dès 1852. Le choix de l'emplacement était pratiquement commandé par la topographie : avant son débouché dans la partie orientale de la Plaine de la MITIDJA, en amont du FONDOUK, l'Oued ARBATACHE s'encaisse d'abord dans des calcaires et des grès, puis dans des schistes plus tendres.

Etabli sur l'Oued ARBATACHE, à son débouché dans la partie orientale de la MITIDJA, le barrage du HAMIZ est le plus ancien des grands barrages algériens. Il fut en effet construit de 1869 à 1879 pour créer un réservoir permettant la régularisation des crues du HAMIZ et l'irrigation de la MITIDJA orientale. Cette plaine comprend outre la vallée inférieure l'oued HAMIZ, la vallée de l'Oued REGHALS et couvre une superficie totale 220 km<sup>2</sup> environ de terre riche et fertile. En altitude, ce sont des terres se trouvant au-dessous de la courbe de niveau 90 mètres du nivellement de l'Algérie. Le bassin versant est dominé par le DJEBEL TAMESGUIDA qui sur 1.138 mètres. Il est exposé aux vents pluvieux de la Méditerranée et un écoulement important. Mais son régime des débits est intermittent les débits de crues sont importants, d'où la nécessité d'un réservoir pour la régularisation des débits pour l'irrigation.



**Figure I. 3** : Barrage EL HAMIZ avant surélévation

## Conclusion

La présentation de la zone d'étude pour la construction d'un barrage est une étape cruciale dans le processus global. À travers des études géologiques, géotechniques, hydrologiques, hydrauliques, d'étanchéité, et de fondation, les ingénieurs recueillent des données essentielles.

Ces données guident la conception du barrage, assurant qu'il est adapté aux caractéristiques spécifiques du site. Une attention particulière à la géologie, à la qualité du sol, aux conditions hydrauliques et aux exigences hydrologiques permet de minimiser les risques et de garantir la sécurité, la stabilité et la durabilité de la structure.

## **Chapitre II**

# **Etude géologique et géotechnique**

### Introduction :

L'étude géologique et géotechnique d'un site de barrage fournit les bases nécessaires pour concevoir une structure solide, résiliente face aux forces naturelles, et garantir la sécurité à long terme de l'ouvrage ainsi que la protection des zones environnantes. Les objectifs principaux de ces études sont les suivants :

- **Compréhension de la Géologie du Site :** L'étude géologique vise à analyser la composition du sous-sol, la nature des roches présentes, les caractéristiques géologiques, et l'histoire géologique du site. Cela permet d'évaluer la stabilité des terrains et d'anticiper d'éventuels mouvements de sol.
- **Identification des Ressources en Eau :** L'étude géologique peut également inclure la recherche de ressources en eau souterraine. Comprendre la présence et la circulation de l'eau dans le sous-sol est crucial pour la gestion des ressources hydriques et peut influencer la conception de la structure du barrage.
- **Analyse Géotechnique :** La géotechnique se concentre sur les propriétés mécaniques des sols et des roches. Cela inclut des tests pour évaluer la résistance du sol, sa compressibilité, sa perméabilité, et d'autres caractéristiques. Ces données sont essentielles pour concevoir des fondations solides et évaluer la stabilité du barrage.
- **Évaluation des Risques Sismiques :** Certains sites de barrages peuvent être exposés à des risques sismiques. L'étude géotechnique évalue la susceptibilité du site aux séismes, permettant une conception adaptée pour résister à de tels événements.
- **Conception des Fondations :** Les résultats de l'étude géotechnique influencent directement la conception des fondations du barrage. La connaissance des caractéristiques du sol et de la roche est cruciale pour assurer la stabilité à long terme de la structure.
- **Prévention des Mouvements de Terrain :** En comprenant la géologie du site, on peut mettre en place des mesures préventives pour éviter les glissements de terrain, les affaissements ou d'autres mouvements de terrain qui pourraient compromettre la sécurité du barrage.
- **Sélection des Matériaux de Construction :** Les données géotechniques aident à sélectionner les matériaux de construction appropriés en fonction des propriétés du sol et de la roche. Cela contribue à garantir la durabilité et la résistance du barrage.

### II.1 Contexte géologique :

#### II.1.1 Géologie régionale :

Le relief de la wilaya de BOUMERDES se particularise par la juxtaposition d'ensembles physiques bien distincts :

- Une partie de la plaine de la MITIDJA orientale ;
- La zone côtière d'Alger Est et les vallées des oueds ISSER et SEBDOU ;
- La zone des collines de la chaîne côtière ;
- La zone des piémonts ;
- La zone montagneuse.

Il s'agit d'une topographie de plaines et de vallées au nord, de collines et de plateaux dans sa partie centrale et de montagnes au sud.

La wilaya est caractérisée au nord par la partie orientale de la large baie de Boumerdes où se situe son chef-lieu. Cette baie est limitée à l'ouest par la commune de BOUDOUAOU EL BAHRI et à l'est par le Cap de DJINET qui se prolonge par l'important dôme de DELLYS constitué de djebels dont celui de BOUBERAK (**593 m**).

La partie orientale de la baie (de BOUMERDES à DJINET) est plus incurvée. Elle est constituée de petites baies : EL KERMA, ZEMMOURI EL BAHRI et DJINET (dans laquelle se jette l'oued ISSER).

L'arrière-pays de la baie de Boumerdes est composé de monts côtiers tels djebel Ben Arous, djebel ZAIER au sud-est de BOUMERDES et les monts de DJINET. Ces reliefs sont d'altitude modeste mais bien individualisés. Ils encadrent la plaine de ZAATRA qui comprend l'importante vallée du bas ISSER. Cette plaine est un ancien golfe marin limité au sud par BORDJ MENAIEL.

Le nord-est de la wilaya est relativement accidenté et ne comporte que la seule vallée encaissée d'oued SEBAOU.

La zone ouest de la wilaya se compose de la partie orientale de la Mitidja qui renferme en plus de l'importante ressource naturelle qu'est le foncier agricole, l'essentiel du tissu industriel.

L'arrière-pays au sud et à l'est est composé de montagnes de faibles et moyennes altitudes appartenant à deux massifs montagneux classés : le Djurdjura et l'Atlas blidéen.

Partout ailleurs dans la wilaya, on rencontre des piémonts entrecoupés d'étroites vallées d'oueds et de vallées perchées.

### II.1.2 Géologie du site :

Le terrain de couverture est constitué en quasi-totalité par des sédiments marneux friables. On distingue cependant trois unités géologiques principales ;

- Le flysch albo-aptier. Formant le terrain primaire,
- Les marées avec lentilles calcaires du sénonien,
- Le flysch éocène-crétacé supérieur

Sur les collines et les crêtes dénudées, apparaissent des schistes.

#### II.1.2.1 Couverture végétale :

La région peu peuplée, possède une très maigre végétation. De loin en loin, on distingue des massifs forestiers, la végétation est du type des maquis et des broussailles. Les travaux récents de D.R.S, vont permettre cependant de diminuer l'action de l'érosion et de reconstituer une végétation d'arbres et d'arbustes.

### II.2 Hydrographie :

Le réseau hydrographique est dense dénotant ainsi la faible perméabilité des terrains de couverture. L'oued ARBATACHE, oued principal, qui deviendra l'oued HAMIZ en aval du barrage est formé par la réunion de plusieurs oueds. Le plus long réseau formé par l'oued ARBATACHE, l'oued DS IABADIE, a 22 km de long jusqu'au barrage. Il descend du TAMESGUIDA.

Les principaux affluents sont :

- Oued TEBERRINE (47 Km de long Jusqu'au confluent)
- Oued KROURDA (7,450 Km de long Jusqu'au confluent)
- Oued FERRHIAU (5,00 km de long jusqu'au confluent)
- Oued BOUZIANE (5,500 Km de long jusqu'au confluent)

En aval de la zone de réunion de ces quatre nœuds, l'oued ARBATACHE reçoit des affluents importants :

- Oued TECK - Oued AICHOUR (6 km de long Jusqu'au confluent).
- Oued BOUARRA (6,500 km de long jusqu'au confluent).

### II.3 Sismicité :

La méthode conventionnelle pour l'analyse sismique des barrages, conformément aux directives du Bulletin ICOLD N° 120 (Commission Internationale des Grands Barrages), consiste à évaluer la sécurité du barrage face à deux séismes représentatifs :

- Le SBE (Séisme de Base d'Exploitation)
- Le SMD (Séisme Maximal de Dimensionnement)

En se fondant sur les données géologiques, tectoniques et sismiques analysées dans cette étude, il est possible de conclure que la zone où se situe le barrage présente une activité sismique modérée. L'accélération horizontale maximale du sol recommandé pour un SBE est de 0,125g, associée typiquement à une période de retour de plus de 200 ans.

Quant à l'accélération horizontale maximale du sol recommandé pour un SMD, elle est de 0,20g, basée sur une approche déterministe et l'hypothèse qu'un séisme d'une intensité de 5,4 pourrait se produire à 5 km au Nord du site.

Le coefficient d'accélération de la zone, noté « A », est déterminé par R.P.A 99 en fonction du groupe d'usage de l'ouvrage. Il est calculé à l'aide d'une méthode probabilistique reposant sur des cartes d'iso-accélération dérivées de la sismicité historique de l'Algérie. Cette méthode prend en considération l'accélération de "dommage" déterminée selon des hypothèses pour les groupes d'usages (1, 2, 3 respectivement) et la période de retour (500, 100, 50 années).

**Tableau II. 1 : Accélération des séismes SBE et SMD**

<b>Approche</b>	<b>Accélération horizontale</b>	<b>Hypothèse</b>
Probabiliste – SBE	0.125g	Période de retour de plus de 200 ans
Déterministe – SMD	0.20g	Un tremblement de terre ayant une intensité de (Ms) 5,4 peut avoir lieu à 5 km au Nord du site

De manière similaire, notre barrage HAMIZ dans la Wilaya de BOUMERDES est positionné dans la zone « III » (voir Fig. II.02), une zone caractérisée par une activité sismique intense selon les R.P.A (Règles Parasismiques Algériennes). En raison de son importance significative pour la communauté, le barrage est classé dans le groupe d'usage 1B conformément aux dispositions du règlement R.P.A (voir Tableau II.2b). Ainsi, l'ouvrage en question est attribué à un degré d'usage équivalent à 1B et se situe dans la zone sismique III.

## Chapitre II : Etude géologique et géotechnique

Tableau II. 2 : Coefficients d'accélération

Groupe	Zone I	Zone II	Zone III	Classification des ouvrages selon leur importance
1A	0,15	0,25	0,40	Ouvrages d'importance vitale
1B	0,12	0,20	0,30	Ouvrages de grande importance
2	0,10	0,15	0,25	Ouvrages courants
3	0,07	0,10	0,18	Ouvrages de faible importance

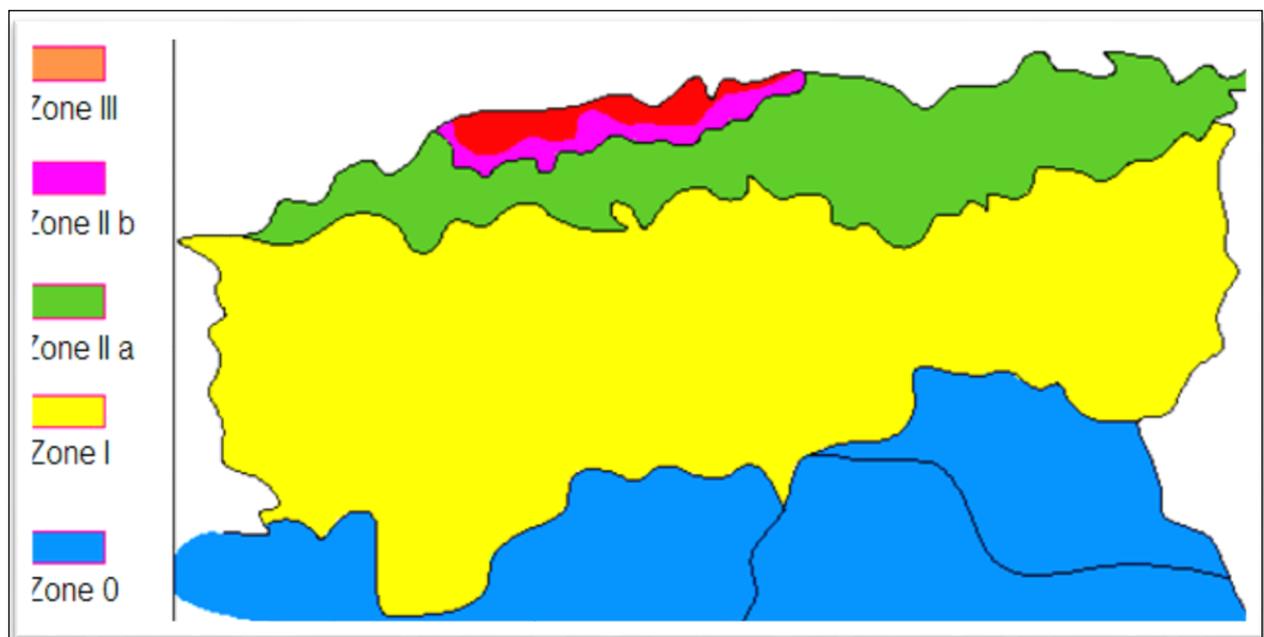


Figure II. 1: Carte de zonage sismique de territoire nationale selon R.P.A 99 modifié en 2003

### II.4 Etanchéité :

Les sédiments oligocènes assurent l'étanchéité de la retenue, sauf aux abords du barrage où ils ne recouvrent que partiellement le lambeau de la chaîne calcaire.

Les fuites sont donc possibles à travers les terrains perméables (grès perm triasiques. \_ calcaires lutétiens)"de ce lambeau

#### II.4.1 Fuites aval :

##### Sur la rive gauche :

Le socle des schistes anciens forme, à le droit du barrage, un écran imperméable derrière l'écaille perm triasiques. Le seul collage de l'ouvrage interdit les fuites.

**Sur la rive droite :** les fuites se produisent actuellement à travers les calcaires lutétiens ; elles sont arrêtées par les argiles rouges et drainées le long de F. Si le rideau d'argiles est discontinu, elles pourront, après élévation du plan d'eau, se faire également à travers les grès perm triasiques.

Il y a donc lieu de prévoir un voile d'étanchéité suffisamment profond. Fermé vers le NE sur les schistes anciens.

#### II.4.2 Fuites latérales :

Elles ne sont « possibles" que vers la vallée de l'oued el Head. Des grès rouges accompagnés de calcaires, qui peuvent être en continuité avec l'écaille permotriasique du HAMIZ, y affleurent sur quelques mètres à la cote 180, à 2,750 km. Suivant la charge, les risques de fuite seront nuls ou faibles. Dans le cas le plus défavorable, il faudra établir un écran d'injection dans la masse des grès.

### II.5 Les Fondations Du Nouveau Barrage :

- Les tranches des fondations ont une profondeur variable de 3,00 m environ dans l'aile plus de 9,00 m vers le centre, La largeur à la base varie de 3,00 m à 3,50 m.
- Les nouvelles fondations descendent bien en dessous des fondations de l'ancien barrage.
- La largeur des fondations du massif à la base des anciennes fondations est de 13,00 m environ. Cette largeur diminue vers l'aile et reste de 5 à 6 environ.

On a déblayé au total pour l'ancrage et les fondations :

- ✓ 5.226 m<sup>3</sup> de terrains de dépôts.
- ✓ 16.138 m<sup>3</sup> de rocher.

### **II.6 Travaux d'injection et d'étanchement Des fierrains des fondations :**

Les travaux d'injection et d'étanchement du massif et des terrains de fondations sont faits à partir de la galerie de visite. Les campagnes de (1935- 1936-) elles ont eu pour but de colmater les fissures et réaliser un voile d'étanchéité. La partie la plus intéressée a été la partie centrale et l'aile droite où les sondages descendent profondément dans le rocher. Le coulis injecté est du ciment, en général.

Pour rendre compte des difficultés pour obtenir une bonne étanchéité des terrains de fondations, surtout des calcaires rive droite, nous donnons ci-après l'historique des travaux et les résultats obtenus aux différentes étapes historique.

### **II.7 Comportement après la mise en eau du premier barrage :**

Toute la partie rive droite de l'ouvrage étant assise sur les calcaires fissurés du Lutétien, de nombreux ennuis devaient surgir quant à l'étanchéité ils furent de deux sortes :

- Des fuites à la base,
- Une considérable augmentation des débits d'une source située près du mur de pied, au fur et à mesure de la montée du plan d'eau.

Une source chaude de 2,37 l/seconde existait en effet, avant l'édification du barrage, sur la rive droite de l'oued, à la cote 131,650 au contact, ou non loin du contact des calcaires lutétiens et des Crès et argiles permiers. L'impluvium de cette source qui sortait sur un contact tectonique important est vraisemblablement constitué par les calcaires lutétiens des rives droite et gauche, qui, à notre connaissance, ne possèdent pas d'autre exutoire

Lors de la mise en eau, une source froide apparut à proximité immédiate de l'autre, à la cote 131,940. Le débit des deux sources augmente considérablement au fur et à mesure de l'élévation du niveau de l'eau (mai 189h) Cette augmentation n'était sensible qu'à partir d'une hauteur de 33 m environ. On décida donc de découvrir toute la surface de rocher comprise entre Les cotes 32.50 et 32 et d'obturer tout ce qui n'était pas sain, En décembre 1890, des travaux d'étanchement furent effectués contre le mur du déversoir de 166,50 à 161,50.

Février 1891, furent versés, entre les rochers près du déversoir, 2.600 litres d'eau qui mirent 15 minutes à s'Infiltrer, sans répercussion sur la source. Cette expérience n'est pas probante, car la source froide ne devait débiter qu'une fois toutes les fissures du calcaire remplies et une certaine charge obtenue ; car il n'y avait pas de communication facile par une fissure directe.

Un mur de soutènement fut alors construit du fond jusqu'à la cote 166,50 et toutes les anfractuosités des rochers furent remplies de béton hydraulique entre la cote 161,50 et le déversoir (cote 164).

Malgré cela, pendant l'hiver 1891-92, le débit de la source augmenta Jusqu'à 67 l/seconde pour la cote 162,00. Au-delà, il s'accrut encore de façon considérable. Un remous se voyait dans le lac au-dessus de l'endroit où l'eau s'engouffrait.

En mars, puis décembre 1893, de nouveaux travaux d'étanchement purent lieu contre le barrage et le déversoir à l'amont (65 m<sup>3</sup> de béton). Malgré cela, en janvier 1894, le débit de la source recommença à augmenter Jusqu'à atteindre 230 l/seconde.

Jusqu'en 1910, la situation resta Inchangée ; mais à la suite de nouveaux travaux d'étanchement, le débit de la source n'était plus, en 1913, que de 50 l/seconde pour une hauteur de retenue de 25 m. Le débit se réduisit à 25 l/seconde en 1914,

### **II.8 Etablissement du rideau d'étanchéité :**

Travaux après la surélévation du barrage ;

On a vu que, du fait de la fissuration des calcaires, le débit de la source naturelle située à l'aval du premier barrage augmentait de façon considérable au fur et à mesure de la montée du niveau de l'eau dans la cuvette. A la suite de divers travaux d'étanchement (coulages et placages de béton effectués sur les calcaires d'amont), ce débit fut notablement réduit. Il restait cependant une trentaine de l/seconde en 1916 pour la cote de retenue maximale. Il semble que la situation soit restée identique jusqu'à la surélévation de l'ouvrage.

38 forages, exécutés à partir de la galerie de visite "sur les parties rive gauche et médiane de l'ouvrage, réalisèrent le "collage" du barrage. Ils pénétrèrent peu profondément dans les assises imperméables.

Pour la partie de rive droite, 23 sondages, exécutés également à partir de la galerie de visite, assurèrent l'étanchéité de la base de la maçonnerie, et surtout celle des calcaires lutétiens d'assise. Fissures et minéralisés.

D'une longueur de 20 à 26 m, ils ont des inclinaisons diverses. D'autre part, 8 petits forages de 4 m furent exécutés

De plus, l'évacuateur de crues et sa galerie sont protégés par un rideau de cimentation établi à partir de 21 sondages de 40 m pour les forages amortis. Les inclinaisons sont de 40% pour ceux d'amont, de 25% pour les latéraux. Ils sont tous dans les calcaires lutétiens.

### II.9 Bassin versant :

La mise en service du barrage a permis de connaître le régime des apports mensuels et annuels. Les observations ont débuté en 1911. Le régime de l'oued est intermittent. L'été, l'oued est sec. Et l'hiver (saison des pluies) les crues sont violentes et rapides. La régularisation annuelle et interannuelle d'un tel régime de débit exige un réservoir de capacité importante. Ce n'est pas le cas de la retenue du HAMIZ dont la capacité déjà faible, diminue chaque année du fait de l'envasement. Une étude poussée du régime des écoulements fournira des données qui pourront contribuer à résoudre le problème de la régularisation et de l'envasement.

### Conclusion :

L'étude géologique et géomécanique est fondamentale pour comprendre notre planète, exploiter ses ressources de manière durable, concevoir des structures sûres et minimiser les risques liés aux phénomènes géologiques. Ces domaines de recherche sont interconnectés et jouent un rôle essentiel dans le développement durable et la protection de notre environnement.

### Table des matières

Introduction : .....	5
II.1 Contexte géologique : .....	6
II.1.1 Géologie régionale : .....	6
II.1.2 Géologie du site : .....	7
II.1.2.1 Couverture végétale : .....	7
II.2 Hydrographie : .....	7
II.3 Sismicité : .....	8
II.4 Etanchéité : .....	10
II.5 Les Fondations Du Nouveau Barrage : .....	10
II.6 Travaux d'injection et d'étanchement Des fierrains des fondations : .....	11
II.7 Comportement après la mise en eau du premier barrage : .....	11
II.8 Etablissement du rideau d'étanchéité : .....	12
II.9 Bassin versant : .....	13
Conclusion .....	13

Figure II. 1: Carte de zonage sismique de territoire nationale selon R.P.A 99 modifié en2003 9

Tableau II. 1 : Accélérations des séismes SBE et SMD..... 8

Tableau II. 2 : Coefficients d'accélération..... 9

# **Chapitre III**

## **Etude hydrologique**

## Introduction

L'hydrologie représente une discipline scientifique se consacrant à la phase du cycle de l'eau dès qu'elle atteint la surface terre. Cette branche englobe l'étude des précipitations, du ruissellement et des eaux souterraines, fusionnant ainsi plusieurs champs scientifiques. Son objectif principal est de résoudre les problèmes liés à la gestion des ressources en eau. Dans le cadre de la mise en place d'infrastructures hydrotechniques, l'étude hydrologique revêt une importance cruciale.

Dans cette section, nous nous focalisons sur l'identification des principaux paramètres hydrologiques de la zone d'étude, en débutant par la délimitation du bassin versant de "oued HAMIZ". Nous utilisons le logiciel ArcGIS pour caractériser ce bassin versant. Par ailleurs, nous évaluons les périodes de retour et effectuons le calcul des débits de crue nécessaires à la conception d'un aménagement de l'oued. L'objectif de cet aménagement est de prévenir les inondations et de protéger la zone.

### III.1. Bassin versant

Le bassin versant constitue l'élément essentiel dans le calcul du bilan hydrologique. Il désigne la zone géographique parcourue par un cours d'eau et ses affluents. En général, un cours d'eau prend son origine dans une région montagneuse ou vallonnée, captant les eaux de la surface topographique environnante. Ces flux d'eau convergent ultimement vers la partie la plus basse du cours d'eau, connue sous le nom de point de sortie ou exutoire.

#### III.1.1. Caractéristiques géométriques du bassin versant :

Les propriétés géométriques d'un bassin versant sont des aspects physiques liés à la forme et à la structure de la zone de drainage. Ces caractéristiques jouent un rôle crucial dans la compréhension du comportement hydrologique du bassin versant

Le bassin versant de l'oued HAMIZ au droit du barrage de HAMIZ est situé dans le bassin versant du Côtier Algérois, au centre nord Algérien. D'un périmètre de 57 km, il couvre une superficie de 138,5 km<sup>2</sup>. Il est situé entre 3° 14'' 6' et 3° 23'' 19' de longitude Est et entre 36° 36'' 33' et 36° 27'' 57' de latitude Nord. Il renferme les wilayas suivantes :

- Wilaya de BOUIRA (48 km<sup>2</sup>);
- Wilaya de BOUMERDÈS (40,7 km<sup>2</sup>);
- Wilaya de BLIDA (39,7 km<sup>2</sup>);
- Wilaya de MÉDÉA (9,8 km<sup>2</sup>)

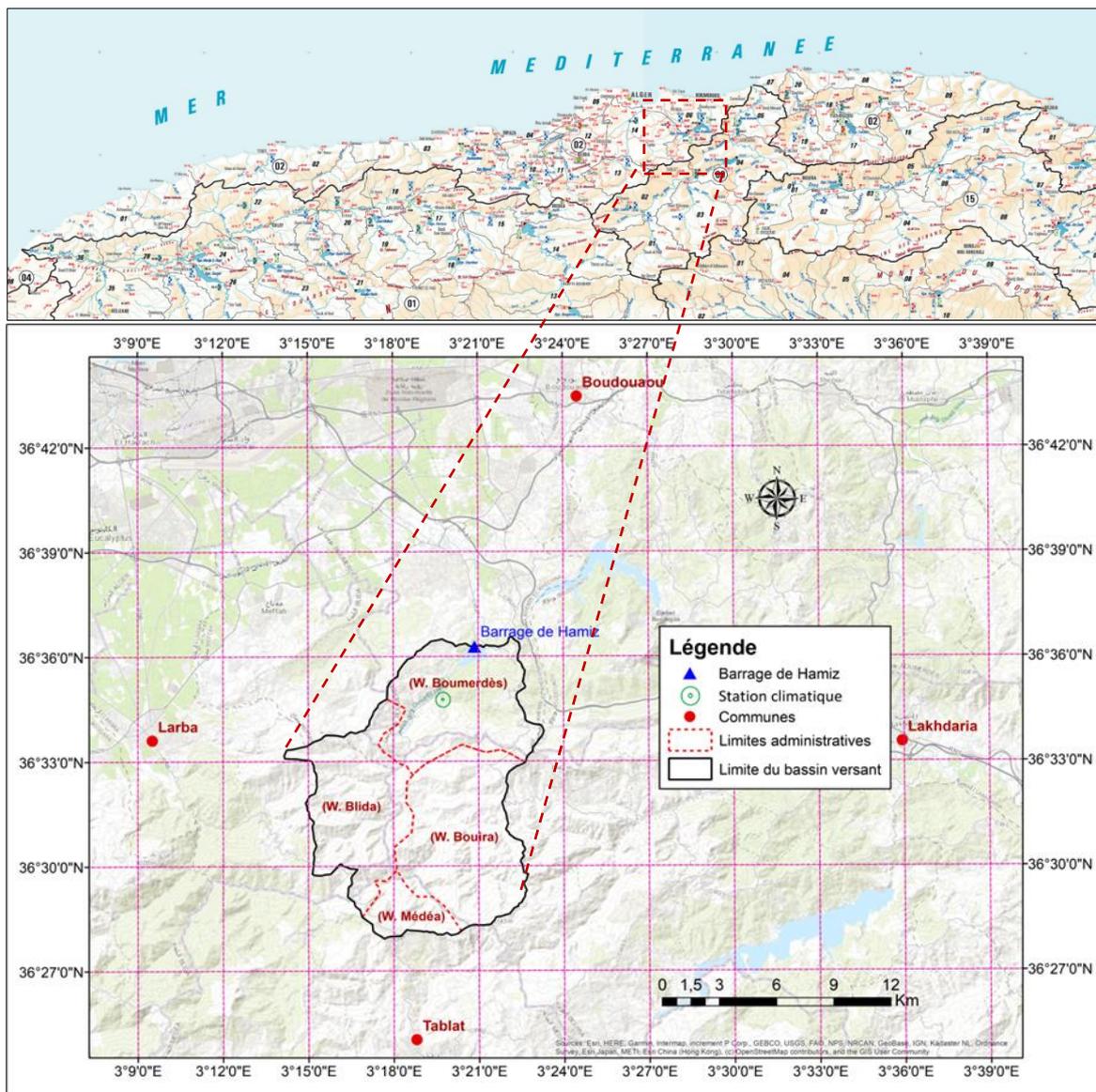


Figure III. 1 : Carte de situation du bassin versant de l'oued HAMIZ

### III.1.2. Caractéristiques sociodémographiques

La zone d'étude recouvre quatre wilayas : BOUIRA, BOUMERDES, BLIDA et MEDEA. Le bassin versant englobe 4 communes importantes (Tableau III.1).

Tableau III. 1: Superficie totale dans le bassin versant des communes visées

Wilaya	Communes principales	A (Km <sup>2</sup> )
<b>BOUIRA</b>	BOUKRAM, GUERROUMA	<b>55.86</b>
<b>BOUMERDES</b>	KHEMIS EL KHECHNA, LARBATACHE	<b>38.1</b>
<b>BLIDA</b>	SOUHANE, DJEBABRA	<b>31.24</b>
<b>MEDEA</b>	Deux bassins	<b>13.3</b>
<b>Total</b>		<b>138,5</b>

### III.1.3. Caractéristiques morphologiques

Les caractéristiques morphologiques d'une zone, en particulier celles d'un bassin versant, unité essentielle dans l'étude hydrologique, exercent une influence fondamentale sur la variabilité des régimes hydrologiques. Autrement dit, deux bassins versants voisins, soumis aux mêmes conditions climatiques et géologiques mais présentant des caractéristiques morphologiques distinctes, réagiront de manière différenciée en termes de comportement des écoulements.

#### III.1.3.1. Indice de compacité de Horton (KH)

L'indice de compacité de Horton exprime le rapport de la largeur moyenne du bassin versant à la longueur du cours d'eau principal. Il se calcule par la relation :

$$K_h = \frac{A}{L^2} \quad (\text{III. 1})$$

Avec :

$K_h$  : Indice de compacité de Horton.

$S$  : Aire totale du bassin de drainage ( $\text{Km}^2$ ).

$L$  : Longueur du cours d'eau principal ( $\text{Km}$ ).

Pour :

- $K_h < 1$  : bassin de forme allongée
- $K_h > 1$  : bassin de forme ramassée

#### III.1.3.2. Indice de compacité de Gravélius :

Selon M. GRAVELIUS (Loaborde 2000), la forme du bassin a une influence directe sur le comportement de l'écoulement superficiel. On caractérise cette forme par un paramètre appelé : Indice de compacité ( $K_G$ ), appelé aussi indice de forme, qui n'est autre que le rapport entre le périmètre  $P$  en ( $\text{Km}$ ) du bassin et le périmètre d'un cercle de même superficie  $A$  ( $\text{Km}^2$ ).

Il est donné par la formule suivante :

$$K_c = \frac{P}{2\pi\sqrt{\frac{S}{P}}} = \frac{0,28 \cdot p}{\sqrt{S}} \quad (\text{III. 2})$$

Avec :

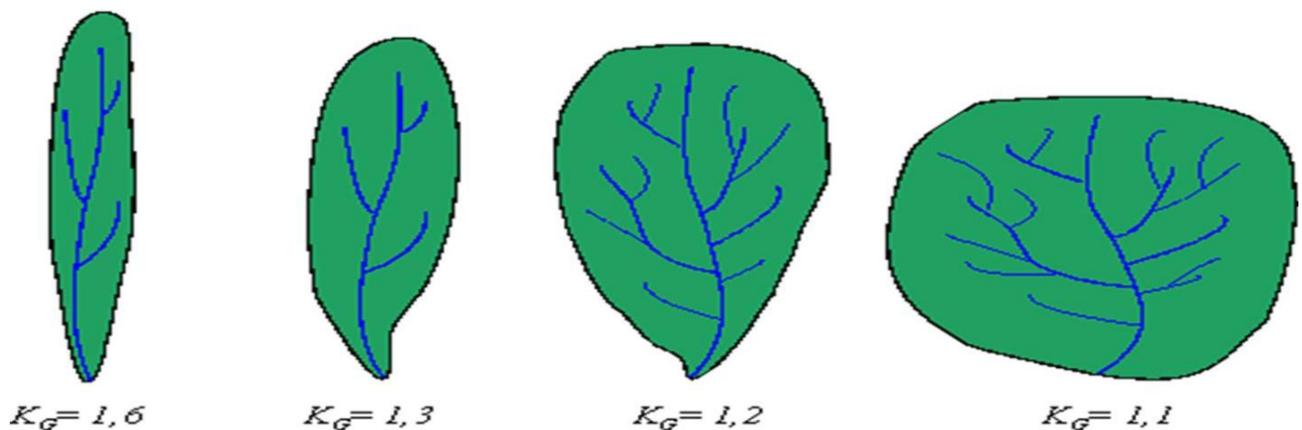
**A** : Superficie du bassin (Km<sup>2</sup>).

**P** : Périmètre du bassin (Km).

**K<sub>G</sub>** : Indice de compacité de Gravelius.

Pour :

- $K_C = 1$  : bassin compacte.
- $1 < K_C < 1.3$  : bassin moins compacte.
- $K_C > 1.3$  : bassin allongé.



**Figure III. 2:** Différents types des BV selon le coefficient de Gravelius  $K_c$ .

Plus le  $K_c$  est grand, plus le bassin versant sera allongé, plus le temps que met une goutte d'eau tombée sur le point le plus éloigné en amont du bassin versant pour arriver à l'exutoire sera important d'où la crue sera moins violente. Donc l'indice de compacité est proportionnellement lié au temps de concentration  $T_c$ .

Le bassin de l'oued HAMIZ avec une valeur de  $K_c = 1,36$  présente donc une forme allongée.

### III.1.3.3. Rectangle équivalent

Le rectangle équivalent s'identifie par une simple transformation géométrique du contour du bassin en un rectangle de même surface  $A$ , de périmètre  $P$ , de longueur  $L$ , de largeur  $l$ , d'indice de compacité  $K_C$ , et avec la même courbe hypsométrique que le bassin versant étudié, les courbes de niveaux devenant des droites parallèles aux petites côtes et les exutoires du bassin versant étant assimilées à l'un de ces petits côtés du rectangle.

$$P = 2(L + l) \quad \text{et} \quad S = L.l \quad (\text{III. 3})$$

La longueur L et la largeur l en km sont données par la résolution de P et S :

$$Kc = 0.282 \frac{P}{\sqrt{S}} \tag{III. 4}$$

De (III.3) et (III.4) on obtient une équation de 2<sup>ème</sup> degré admet deux solutions L et l

$$L = \frac{Kc\sqrt{A}}{1.12} \left\{ 1 + \sqrt{1 - \left[ \frac{1.12}{Kc} \right]^2} \right\} \text{ et } l = \frac{Kc\sqrt{A}}{1.12} \left\{ 1 - \sqrt{1 - \left[ \frac{1.12}{Kc} \right]^2} \right\} \tag{III. 5}$$

Avec :

- « L » et « l »: la longueur la largeur du rectangle (km)
- A: la surface du bassin versant (km<sup>2</sup>).
- KC: l'indice de compacité

Après application numérique, les valeurs du rectangle équivalent sont les suivantes :

$$L = 22,0 \text{ Km et } l = 6,3 \text{ Km.}$$

#### III.1.3.4. Coefficient d'allongement

Il est donné par la formule suivante :

$$C_a = \frac{L_{cp}^2}{A} \tag{III. 6}$$

Avec :

- **L<sub>cp</sub>** : La longueur du talweg principal (Km).
- **S** : La surface du bassin versant (Km<sup>2</sup>).

Le bassin de l'oued HAMIZ avec une Coefficient d'allongement **Ca = 3.3** présente donc une forme allongée.

Les paramètres hydro morphométriques du bassin versant d'oued HAMIZ sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III. 2:** Les paramètres hydromorphométriques du bassin versant d'oued HAMIZ

Désignation	Symbole	Unités	Valeur	
<b>Superficie</b>	S	Km <sup>2</sup>	138.5	
<b>Périmètre</b>	P	Km	57	
<b>Indice de compacité de Gravelius</b>	KC	/	1,36	
<b>Longueur du thalweg principal</b>	Lp	km	8	
<b>Coefficient d'allongement</b>	Ca	/	3.3	
<b>Indice de compacité de Horton</b>	Kh	/	0.3	
	<b>Longueur</b>	L	km	22

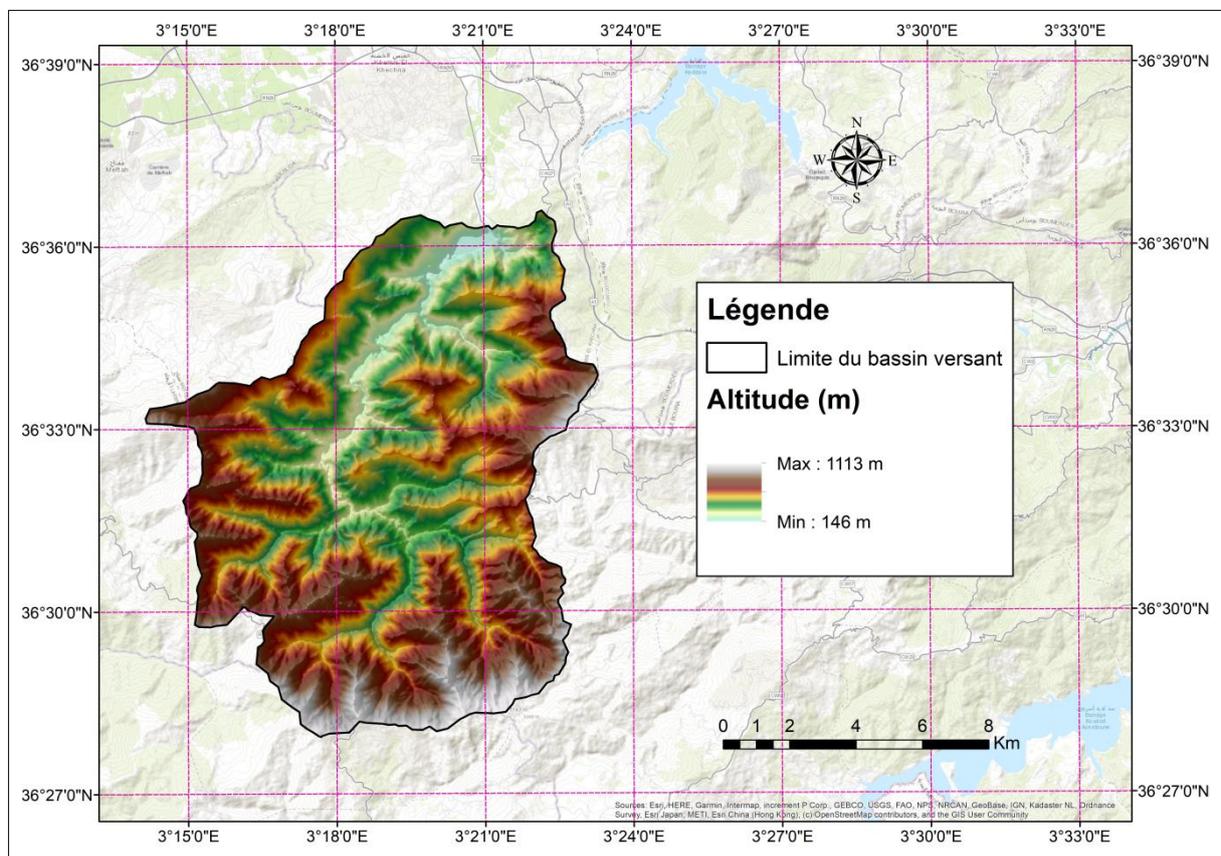
Rectangle	Largeur	1	Km	6.3
-----------	---------	---	----	-----

## III.2. Etude du relief

### III.2.1.1. Modèle numérique de terrain

Le modèle numérique de terrain est une surface continue qui, en plus des valeurs des hauteurs (connu sous le nom Modèle Numérique de Terrain, MNT), comporte aussi d'autres éléments qui décrivent une surface topographique (PODOBNIKAR, 2016).

Le modèle numérique de terrain de la zone étude est illustré dans la figure (III.3).

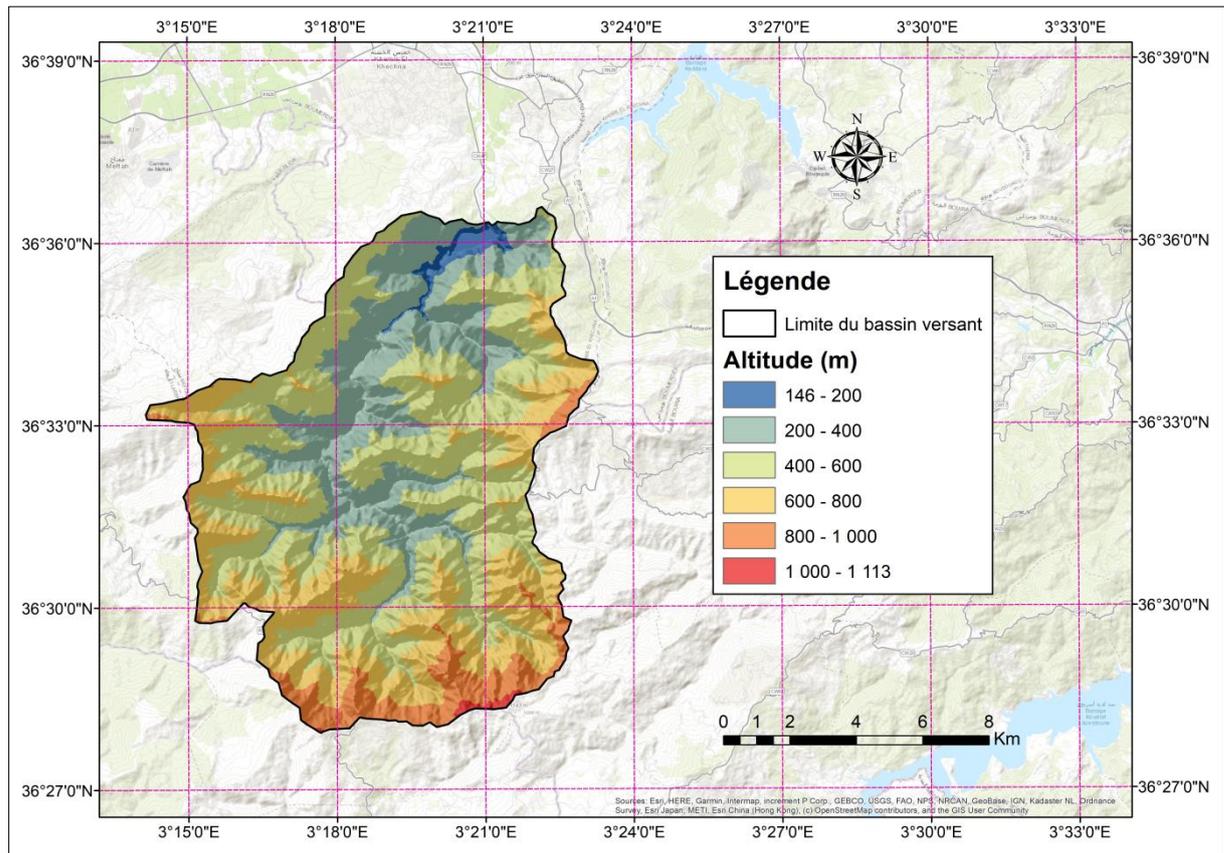


**Figure III. 3:** Le modèle numérique de terrain de la zone étude

La zone d'étude est située dans une tranche d'altitude allant 146 à 1113 m. les altitudes maximales sont localisées principalement vers la zone sud du bassin, par contre les valeurs minimales sont situées dans la cuvette du barrage généralement au niveau de la vidange de fond.

**III.2.1.2. Altitudes**

La carte des altitudes dérive directement du modèle numérique de terrain. Elle présente la répartition des classes d'altitudes en fonction des superficies élémentaires. L'étude hypsométrique du bassin montre que les zones d'altitude comprise entre 400 et 600 m dominent avec 41,26% de la superficie totale, et que la classe la plus haute (1000 à 1113 m) est minoritaire (Figure III.4, Tableau II.3). Le point culminant est observé dans la partie sud du bassin, et l'altitude moyenne est évaluée à 528,4m.



**Figure III. 4:** Carte des altitudes du bassin versant de l’oued Hamiz.

**Tableau III. 3 :** Classes des altitudes

Classes d'altitudes (m)	A (Km <sup>2</sup> )	A (%)
146 – 200	2,2	1,60
200 – 400	33,3	24,03
400 – 600	57,1	41,26
600 – 800	35,4	25,57
800 – 1000	9,9	7,17

1000 – 1113	0,5	0,37
<b>Total</b>	<b>138,5</b>	<b>100.00</b>

### III.2.1.3. Classes des pentes

La carte des pentes (Figure III.5), exprimées en pourcentage, dérive directement du Modèle Numérique de Terrain. Elle révèle la domination des pentes très faibles (0 - 3%) qui concernent 0,82% de la superficie totale. Les terrains à pentes modérées (3 - 12,5%) recouvrent 4,75% du bassin. Les fortes pentes comprises entre 12,5 et 25% occupent 22,56% du bassin et présentent un risque d'érosion très élevé. Les terrains à pentes supérieures à 25% couvrent la majeure partie du bassin avec 71,87% de l'aire totale et se situent principalement au niveau des hautes altitudes.

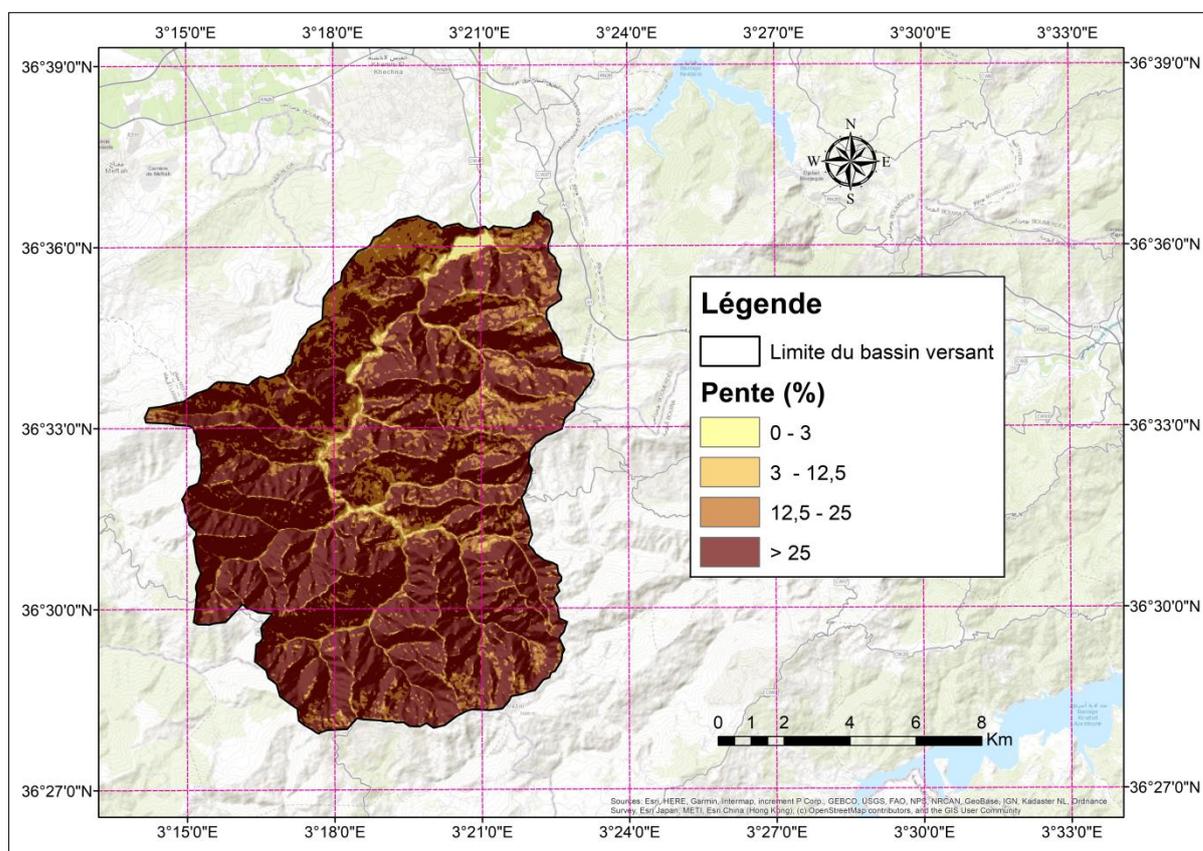


Figure III. 5: Carte des pentes du bassin versant de l’oued Hamiz.

Tableau III. 4: Classes des pentes dans le bassin versant de l’oued Hamiz.

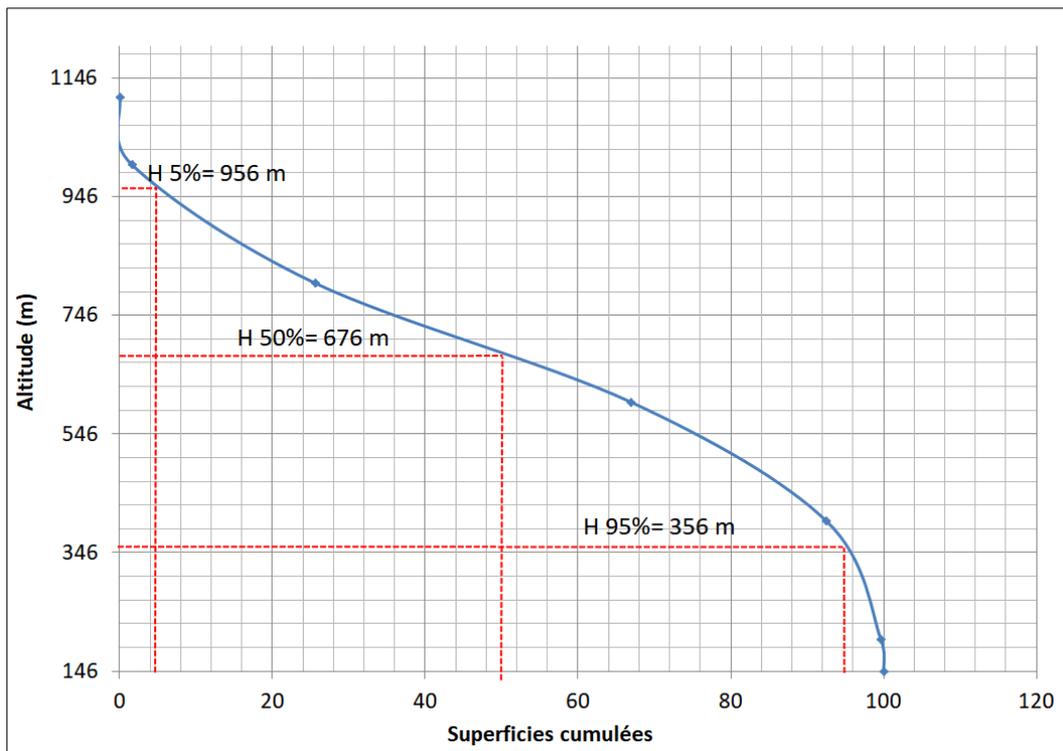
Classes (%)	A (Km <sup>2</sup> )	A (%)
0 – 3	1,1	0,82
3 - 12,5	6,6	4,75
12,5 – 25	31,2	22,56
> 25	99,5	71,87
<b>Total</b>	<b>138,5</b>	<b>100,00</b>

### III.2.2. Courbe hypsométrique

La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle est d'une grande importance dans l'étude du relief d'un bassin versant. Sur un graphe, on porte en ordonnée l'altitude et en abscisse la surface exprimée en %. La courbe hypsométrique est tracée à partir des résultats des calculs de la répartition du bassin versant par tranches d'altitudes, après détermination des surfaces partielles. Elle représente la fraction de la surface comprise entre deux courbes de niveau consécutives. On la considère comme une sorte de profil du bassin versant et sa pente moyenne ; c'est un élément synthétique de comparaison de la topographie de divers impluviums.

**Tableau III. 5:** Répartition des superficies cumulées en fonction des classes d'altitudes.

Classe	Superficie partielle		Superficie cumulée		Altitude moyenne (m)
	A (km <sup>2</sup> )	A (%)	A (km <sup>2</sup> )	A (%)	
146- 200	2.2	1.60	2.2	1.6	173
200-400	33.3	24.03	35.5	25.6	300
400-600	57.1	41.26	92.6	66.9	500
600-800	35.4	25.57	128.0	92.5	700
800-1000	9.9	7.17	137.9	99.63	900
1000-1113	0.5	0.37	138.4	100.00	1056.5
<b>Total</b>	<b>138,5</b>	<b>100,00</b>			



**Figure III. 6:** courbe hypsométrique du bassin versant d'oued El Hamiz.

**III.2.2.1. L'altitude maximale et minimale (Hmax – Hmin) :**

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

**III.2.2.2. L'altitude moyenne (Hmoy) :**

C'est le rapport entre la somme des surfaces élémentaires par l'altitude moyenne correspondante et la surface totale du bassin versant (A)

$$H_{moy} = \sum \frac{a_i \times h_i}{A} \tag{III.7}$$

Avec :

- **hi** : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau en (m).
- **ai**: Surface élémentaire entre deux courbes de niveau en (Km<sup>2</sup>).
- **A** : Surface totale du bassin versant en (Km<sup>2</sup>).

**III.2.2.3. L'altitude médiane « H5% » :**

C'est la projection du point qui correspond à 5% de la surface cumulée sur la courbe hypsométrique.

**III.2.2.4. L'altitude médiane « H50% » :**

C'est la projection du point qui correspond à 50% de la surface cumulée sur la courbe hypsométrique.

**III.2.2.5. L'altitude médiane « H95% » :**

C'est la projection du point qui correspond à 95% de la surface cumulée sur la courbe hypsométrique.

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III. 6: caractéristiques altimétriques du bassin versant.**

Altitude	Hmin (m)	Hmoy (m)	Hmax (m)	H5% (m)	H50% (m)	H95% (m)
BV HAMIZ	146	650	1113	965	676	356

**III.2.3. Les indices de pente**

L'objet de ces indices est de caractériser les pentes d'un bassin et de permettre des comparaisons et des classifications. On les utilise aussi dans l'estimation des vitesses d'écoulements superficiels.

**III.2.3.1. La pente du bassin versant :**

$$I_{BV} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L_{\text{Talwegs}}} \quad (\text{III.8})$$

Avec :

- $L_{\text{Talwegs}}$  : Longueur de talwegs (km) ;
- $H_{\max}$  et  $H_{\min}$  : Hauteur maximale et minimale (m).

Donc la pente moyenne du bassin versant et :  $I_{BV} = 4.40$

**III.2.3.2. Indice de pente globale  $I_g$** 

L'indice de pente global  $I_g$  est exprimé par le rapport entre la dénivelée utile et la longueur du rectangle équivalent, suivant :

$$I_g = \frac{(H_{5\%} - H_{95\%})}{L} \quad (\text{III.9})$$

Avec :

- $I_g$  : Indice de pente globale;
- $L$  : Longueur du rectangle équivalent (Km);

- $H_{5\%}$  : Altitude correspondant à 5 % de la surface totale du bassin étudié sur la courbe hypsométrique (m);
- $H_{95\%}$  : Altitude correspondant au point d'abscisse 95 % de la surface totale du bassin étudié sur la courbe hypsométrique (m).

En appliquant la formule (III.9) on obtient une dénivelée spécifique  $I_g = 2,72$

**Tableau III. 7:** Classification ORSTOM du relief à partir de l'indice de pente global

Relief	Valeur de $I_g$
Relief très faible	$I_g < 0.002$
Relief faible	$0.002 < I_g < 0.005$
Relief assez faible	$0.005 < I_g < 0.01$
Relief modéré	$0.01 < I_g < 0.02$
Relief assez fort	$0.02 < I_g < 0.05$
Relief fort	$0.05 < I_g < 0.1$
Relief très fort	$0.1 < I_g$

#### III.2.4. Caractéristiques du réseau hydrographique

Le cours d'eau principal d'un fleuve est alimenté par des affluents les plus importants qui sont eux même alimenté par des affluents de second ordre ainsi de suite jusqu'aux ruisselets et petit cours d'eau de tête du bassin forment le chevelu hydrographique des bassins versants.

La description d'un réseau hydrographique nécessite la détermination de plusieurs paramètres.

Le barrage de Hamiz draine le cours d'eau principal de Hamiz ainsi que ces affluents, le réseau hydrographique s'étend sur une longueur totale de 87,5 km avec une longueur du cours d'eau principal de 8 km (Figure III.8).

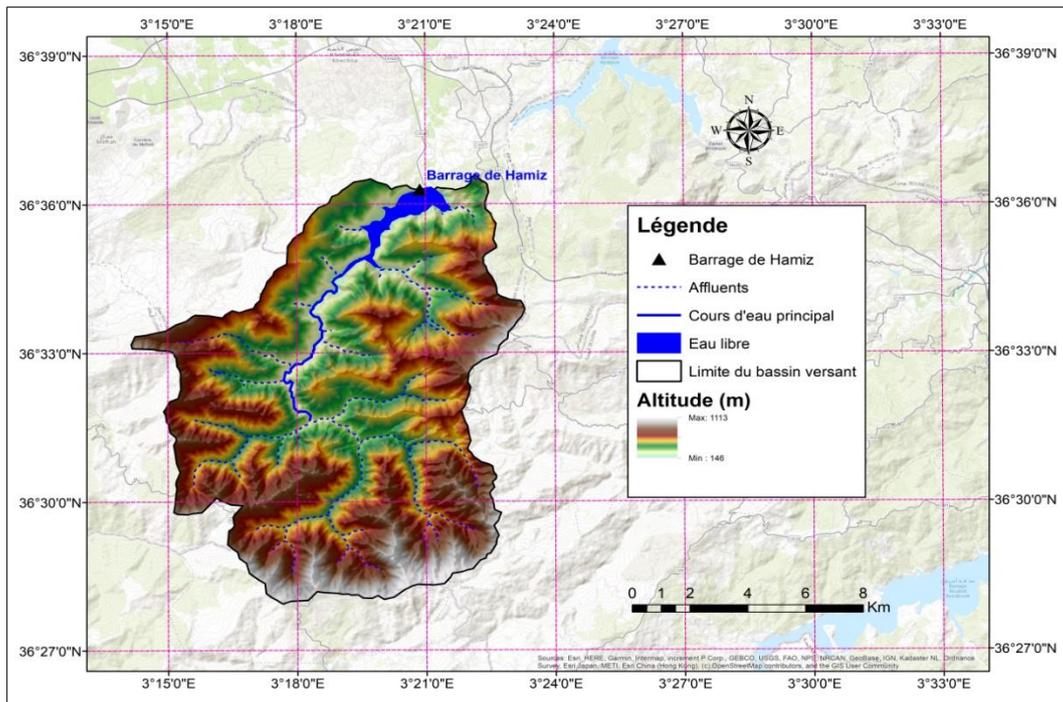


Figure III. 7: Carte du réseau hydrographique du bassin versant de oued Hamiz

### III.2.5. Paramètres hydrographiques

#### III.2.5.1. Dénivelée spécifique $D_s$

La dénivelée spécifique caractérise le type de relief d'un bassin versant selon des classes bien déterminées. Le tableau (III.8) présente la classification de l'O.R.S.T.O.M (Office de la Recherche Scientifique et Technique Outre-Mer) (Laborde, 2000) du relief en fonction de la dénivelée spécifique calculée par la formule II.6 suivante :

$$D_s = I_g \sqrt{A} \tag{III.10}$$

Avec :

- $D_s$  : Dénivelée spécifique (m);
- $I_g$  : Indice de pente globale (%);
- $A$  : Superficie du bassin versant (km<sup>2</sup>).

Tableau III. 8: Classification du relief (Laborde, 2000).

R1	Relief très faible	$D_s < 10 \text{ m}$
R2	Relief faible	$10 \text{ m} < D_s < 25 \text{ m}$
R3	Relief assez faible	$25 \text{ m} < D_s < 50 \text{ m}$
R4	Relief modéré	$50 \text{ m} < D_s < 100 \text{ m}$
R5	Relief assez fort	$100 \text{ m} < D_s < 250 \text{ m}$
R6	Relief fort	$250 \text{ m} < D_s < 500 \text{ m}$

R7	Relief très fort	500 m < Ds
----	------------------	------------

Sur le bassin de l'oued Hamiz, on obtient une dénivelée spécifique  $D_s = 32,01 \text{ m}$  (Relief assez faible).

### III.2.5.2. Densité de drainage $D_d$

La densité de drainage exprime le rapport entre la longueur totale de tous les cours d'eaux et la superficie du bassin versant en question

$$D_d = \frac{(\sum_1^n L_i)}{A} \dots\dots\dots (III.11)$$

Avec :

- $D_d$ : Densité de drainage (Km/Km<sup>2</sup>);
- $L_i$  : Longueur des cours d'eau (Km);
- $A$  : Superficie du bassin versant (Km<sup>2</sup>).

En appliquant la formule on obtient une densité de drainage  $D_d = 0,63 \text{ km/km}^2$ ..

### III.2.5.3. Temps de concentration

Le temps de concentration est le plus souvent estimé à l'aide de formules empiriques. En théorie, il est défini comme le temps maximal que met une goutte pour parcourir tout le bassin- versant jusqu'à l'exutoire de ce bassin. Dans les modèles hydrologiques, le temps de concentration est souvent compris comme le temps entre la fin de la pluie nette et la fin du ruissellement direct. En pratique, c'est une grandeur difficile à évaluer. Il existe plusieurs formules d'usage courant, certaines relativement vieilles comme la formule de Kirpich qui date de 1940 et a été élaborée à la suite des crues qui ont frappé le nord-est des États-Unis en 1936 (Folmar et *al.*, 2007).

Les méthodes et les formules utilisées reflètent un caractère régional, traduit par des paramètres propres à la région dans laquelle sont développées ces formules. Il faut en général choisir la formule qui correspond le mieux au type de bassin-versant analysé, pour cela on donne la priorité à celle qui nous semble applicable, élaborées dans les conditions physico-géographiques analogues à celles de la partie Nord de l'Algérie. L'estimation du temps de concentration est obtenue grâce à des formules empiriques suivantes :

#### ➤ Formule de VENTURA :

Est donnée par :

$$T_c = 73.3 \times \frac{\sqrt{S}}{\sqrt{I_{cp}} \times 100} \dots\dots\dots(III.12)$$

Avec :

- $T_c$  : Temps de concentration (h) ;
- $I_{BV}$  : Pente du bassin versant (m/m) ;
- $S$  : Surface du bassin versant (Km<sup>2</sup>).

➤ **Formule de KIRPICH :**

Cette méthode est adaptée aux bassins versants dont la superficie varie entre 0,4 ha et 81 ha, dont les sols sont argileux et dont la pente moyenne est comprise entre 3% et 10%.

Le temps de concentration est alors calculé à partir de l'équation suivante :

$$T_c = 0.0663 \frac{L_{cp}^{0.77}}{I_g^{0.385}} \dots\dots\dots(III.13)$$

Avec :

- $T_c$  : Temps de concentration (h) ;
- $I_{cp}$  : Indice de pente globale (%) ;
- $L_{cp}$  : Longueur du cours d'eau principal (m).

➤ **Formule de GIANDOTTI (sud Italie 1937)**

Est donnée par :

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_{cp}}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots(III.14)$$

Avec :

- $T_c$  : Temps de concentration (h) ;
- $L_{cp}$  : Longueur du cours d'eau principal (Km) ;
- $S$  : Surface du bassin versant (Km<sup>2</sup>)
- $H_{moy}$  : Altitude moyenne du bassin versant (m) ;
- $H_{min}$  : Altitude minimale du bassin versant (m).

➤ **Formule de SOKOLOVSKY :**

$$T_c = 4 \times \left( \frac{(SBV \times L_{cp})^{0.333}}{\sqrt{IBV}} \right)^{0.75} \dots\dots\dots(III.15)$$

Avec :

- $T_c$  : Temps de concentration (h) ;

- $L_{cp}$  ; Longueur du thalweg principal (Km) ;
- $S_{BV}$  : Superficie du bassin versant (km<sup>2</sup>) ;
- $I_{BV}$  : Pente du bassin versant (m/km).

Pour les petits cours d'eau, la vitesse du ruissellement selon l'auteur est de 1, 5m/s

Les formules utilisées sont celles recommandées pour le Nord algérien, celle-ci nous donnent des résultats différents ; et la valeur du temps de concentration retenue est la valeur minimale des valeurs proches. On a éliminé les valeurs extrêmes très grandes ou très petites pour ne laisser que les valeurs centrales.

**Tableau III. 9:** temps de concentration

Formules utilisées	Temps de concentration en heures
Formule de kirpich	5
Formule de VENTURA	12.73
Formule de GIANDOTTI	3.30
Formule de SOKOLOVSKY	9.8

Donc on prend la valeur qui est estimée par la formule de GIANDOTTI qui est recommandée pour les grands bassins versants ;  $T_c = 3.30h$

**III.2.6.Vitesse de ruissellement:**

On entend par ruissellement, l'écoulement par gravité à la surface du sol, suivant la pente du terrain et dans le micro-réseau hydrographique, des eaux météorologiques qui ont échappé à l'infiltration, à l'évaporation et au stockage superficiel. C'est, tout simplement, le rapport entre la longueur parcourue par le temps de concentration

$$V_r = \frac{L_{cp}}{T_c} \tag{III .16}$$

Avec :

- $V_r$  : Vitesse de ruissellement (Km/h) ;
- $L_{cp}$  : Longueur du thalweg principal (Km) ;
- $T_c$  : Temps de concentration (h).

Les résultats des paramètres hydrographiques sont résumés dans le tableau suivant

**Tableau III. 10:** Paramètres hydrographiques d'Oued Hamiz

Désignation	Symbole	Unités	Valeur
Densité de drainage	Dd	Km/Km <sup>2</sup>	0.63

Densité hydrographique	F	Km <sup>-2</sup>	0.39
Coefficient de torrentialité	C <sub>t</sub>	/	0.319
Temps de concentration	T <sub>c</sub>	Heures	3.8
Vitesse de ruissellement	V <sub>r</sub>	Km/h	2.10

### III.2.7.Synthèse récapitulative du bassin versant de l'oued HAMIZ

Le tableau (II.9) synthétise les différentes caractéristiques morphométriques, topographiques et hydrologiques du bassin versant de l'oued HAMIZ.

**Tableau III. 11:** Synthèse des caractéristiques générales du bassin versant d'oued HAMIZ

Type	Type de paramètre	Symbole	Unité	Valeur
Caractéristiques Morphométriques	Superficie	<b>A</b>	Km <sup>2</sup>	138,50
	Périmètre	<b>P</b>	Km	57,00
	Indice de compacité de Gravelius	<b>K<sub>c</sub></b>	/	1,36
	Longueur du rectangle équivalent	<b>L</b>	Km	22,00
	Largeur du rectangle équivalent	<b>L</b>	Km	6,30
Caractéristiques Topographiques	Altitude maximale	<b>H<sub>max</sub></b>	m	1113,00
	Altitude Minimale	<b>H<sub>min</sub></b>	m	146,00
	Altitude moyenne	<b>H<sub>moy</sub></b>	m	528,40
	Altitude Médiane	<b>H<sub>50%</sub></b>	m	676,00
	Altitude à 5 % de la surface	<b>H<sub>5%</sub></b>	m	956,00
	Altitude à 95 % de la surface	<b>H<sub>95%</sub></b>	m	356,00
	Indice de pente globale	<b>I<sub>g</sub></b>		2,72
Dénivelée spécifique	<b>D<sub>s</sub></b>	m	320,71	
Caractéristiques hydrologiques	Densité de drainage	<b>D<sub>d</sub></b>	Km/Km <sup>2</sup>	0,63
	Longueur du cours d'eau principal	<b>L<sub>cp</sub></b>	Km	8,00
	Temps de concentration	<b>T<sub>c</sub></b>	heures	3,8

### III.3. Climatologie

Cette partie a pour objet de présenter une étude des paramètres climatiques de la zone d'étude pour cela la collecte des données au niveau de l'O.N.M (Office National de la Météorologie).

#### III.3.1. Choix de la station

Le choix de la station repose sur les conditions suivantes :

- Les paramètres climatiques doivent être mesurés en un même point (station climatologique);
- Ces mesures doivent être disponibles et accessibles au niveau de l'Office National de la Météorologie (O.N.M, Alger);
- La période d'étude dépend des données que l'office national de la météorologie accepte de transmettre.

Après plusieurs déplacements répétitifs, l'O.N.M décide de ne pas fournir les données climatiques, à cet effet nous avons eu recours aux données fournies par le site de la NASA :

<https://power.larc.nasa.gov/data-access-viewer/>

En fonction de ces critères, nous avons opté pour la station située au centre du bassin (Tableau II.1), sur la période allant de 1981 à 2021.

**Tableau III. 12:** Caractéristiques de la station mise en étude (1981 / 2022)

Station	Wilaya	Coordonnées			Période d'étude
		Latitude (°)	Longitude (°)	Altitude (m)	
Climatique	Boumerdès	36,587	3,334	415,5	1981 – 2022

Source : (NASA, 2022)

#### III.3.2. Température

Le tableau (III.13) illustre les températures minimales, moyennes et maximales mensuelles enregistrées à la station choisie sur une période de 42 ans (1981-2022).

**Tableau III. 13:** Températures mensuelles minimales, moyennes et maximales enregistrées à la station choisie en (°C) (1981 / 2022).

Mois	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Déc	Annuel
<b>T<sub>min</sub></b>	2,2	2,4	3,3	5,6	8,5	12,9	16,8	18,0	14,6	10,4	6,1	3,2	8,7
<b>T<sub>moy</sub></b>	13,4	15,0	17,6	21,5	24,2	26,2	26,4	24,9	20,2	15,3	23,5	1,6	19,2
<b>T<sub>max</sub></b>	19,3	20,8	24,6	27,6	31,9	37,5	40,0	39,6	36,0	31,8	25,7	20,3	29,6

Source : (NASA, 2022)

**T<sub>min</sub>** : Température minimale mensuelle (°C);

**T<sub>moy</sub>** : Température moyenne mensuelle (°C);

**T<sub>max</sub>** : Température maximale mensuelle (°C).

L'analyse des températures mensuelles sur une période de 42 ans (1981/2022) montre que le mois de janvier enregistre des températures basses pouvant atteindre 2,2°C, tandis que les maxima sont atteints aux mois de juillet et août, à 40°C. La température moyenne interannuelle est de 19,2 °C (Figure III.9).

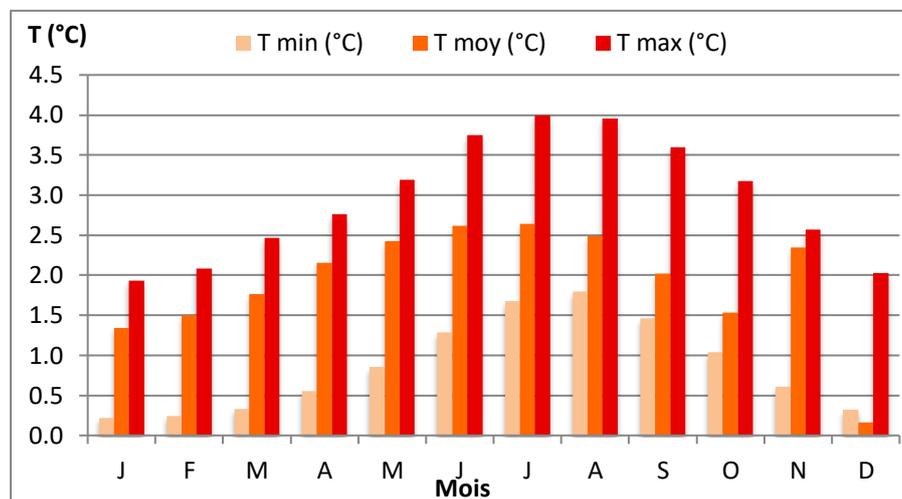


Figure III. 8: Températures mensuelles moyennes, minimales et maximales à la station choisie (1981-2022).

### III.3.3.Humidité relative

L'humidité relative désigne le rapport entre la teneur en vapeur d'eau de l'air ambiant et la teneur maximale en vapeur d'eau possible à la même température. Une valeur de 100% correspond à une teneur en vapeur d'eau maximale, l'air est dit saturé. L'humidité est mesurée par un hygromètre.

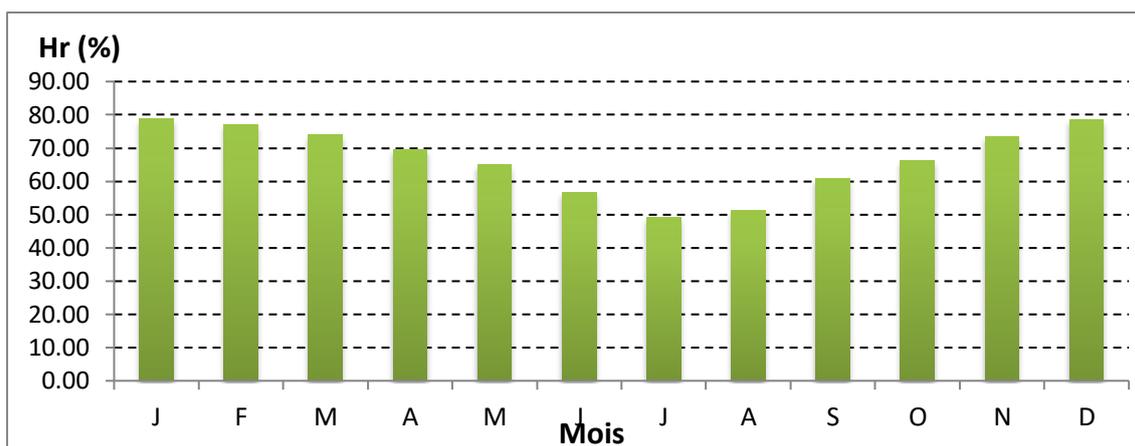
Le tableau (III.14) résume les valeurs moyennes de l'humidité relative mensuelles maximales, moyennes et minimales.

Tableau III. 14: Humidités relatives mensuelles minimales, moyennes et maximales (%) (1977 / 2010).

Humidité	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Déc	Annuel
HR <sub>moy</sub>	78,7	77,1	74,0	69,6	64,9	56,5	49,1	51,2	60,7	66,1	73,3	78,4	66,6

Source : (NASA, 2022)

HR<sub>moy</sub> : Humidités relatives mensuelles moyenne (%).



**Figure III. 9:** Humidités relatives mensuelles de la station choisie (1981-2022).

L’humidité relative moyenne annuelle est de 66,6%

### III.3.4. Vitesse du vent

Le vent est le déplacement d'air résultant des différences de pression atmosphérique. C’est un paramètre essentiel associé au mouvement des masses d’air et aux précipitations. Il est mesuré par un anémomètre.

Les vitesses moyennes du vent moyen enregistrées à la station choisie durant la période (1981-2022) sont reportées dans le tableau III.15.

**Tableau III. 15:** Moyennes mensuelles de la vitesse du vent à la station de hamiz (m/s) (1977 / 2010).

Mois	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Août	Sept.	Oct	Nov	Déc
V (m/s)	2.60	2.58	2.47	2.42	2.19	2.09	2.13	2.14	2.21	2.29	2.65	2.66

Source : (NASA, 2021)

V : Vitesse moyenne du vent moyen (m/s).

Les vitesses du vent moyen mensuel fluctuent principalement entre 2,09 m/s pour le mois de juin et 2,66 m/s pour le mois de décembre (Figure III.11).

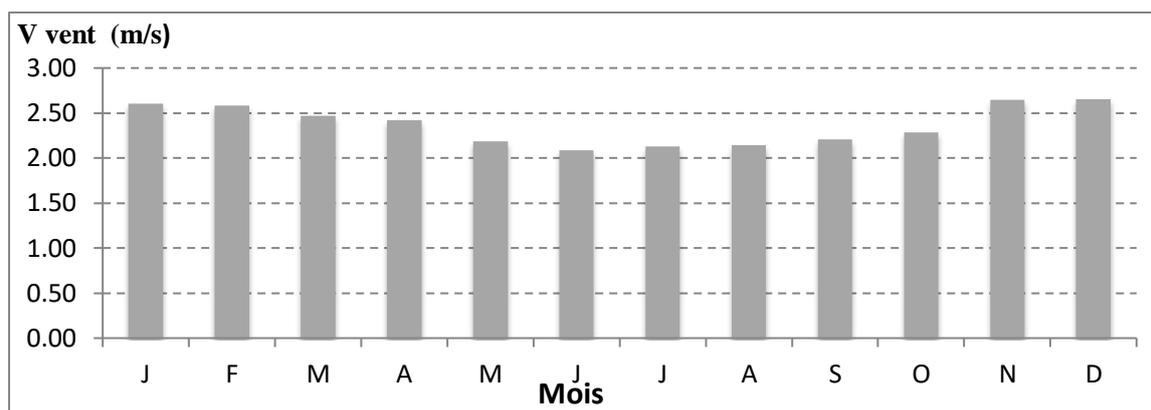


Figure III. 10: Moyennes mensuelles des vitesses du vent moyen à la station choisie (1981 / 2022).

### III.3.5. Précipitations

Les précipitations se présentent sous plusieurs formes : pluie, neige fondante, neige ou grêle. Elles concernent le flux d'eau de l'atmosphère vers le continent. Ce paramètre est le facteur principal utilisé pour caractériser le type de climat ; il est mesuré à l'aide d'un pluviomètre. Les valeurs des précipitations moyennes mensuelles sont présentées dans le tableau II.5.

Tableau III. 16: Précipitations moyennes mensuelles à la station choisie (mm) (1981 / 202).

Mois	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Déc	Ann.
P(mm)	71.9	57.1	55.2	49.5	39.8	11.6	2.5	8.7	30.8	45.2	76.1	71.1	519.4

Source : (NASA, 2022)

**P** : Précipitations moyennes mensuelles (mm).

Les précipitations moyennes mensuelles varient entre 2,5 mm et 76,1 mm. La précipitation moyenne annuelle enregistrée sur toute la période d'étude est de 519,4 mm (Figure II.13).

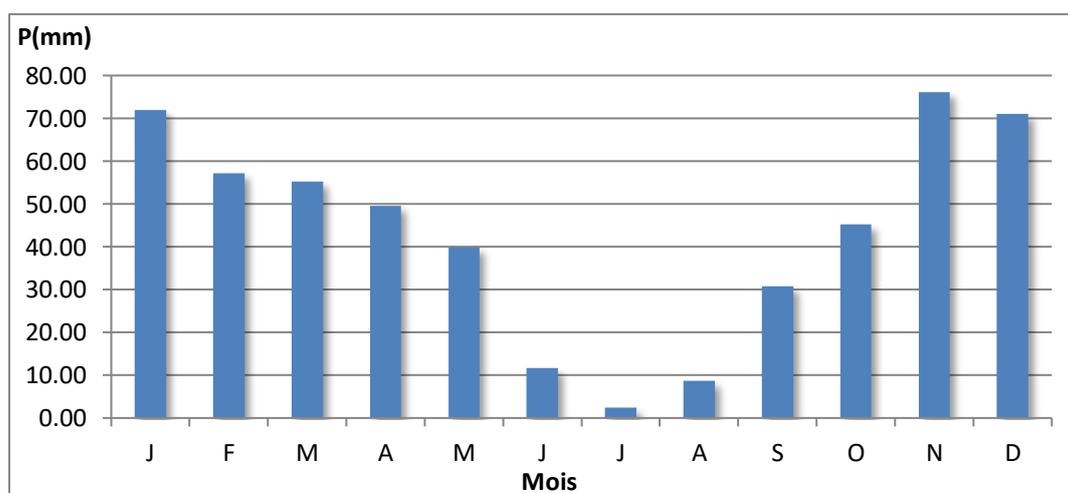


Figure III. 11: Précipitations moyennes mensuelles à la station choisie (1981-2022).

**A) Evaluation des précipitations journalières maximales**

L'objectif de cette étude est d'ajuster la série de données des précipitations maximales quotidiennes à l'aide d'une loi théorique pour déterminer l'intensité de la pluie pour une période de retour donnée. Pour ce faire, les étapes suivantes doivent être suivies :

- Tri de la série des précipitations par ordre croissant.
- Calcul de la fréquence expérimentale.
- Calcul des caractéristiques empiriques de la série de données.
- Ajustement graphique de la loi choisie.
- Calcul du quantile et de son intervalle de confiance.

**Tableau III. 17 :** précipitations maximales journalières prise de la station hamiz

Année	Pluie max jour (mm)	Année	Pluie max jour (mm)	Année	Pluie max jour (mm)
1981	33,576	1995	140,746	2009	40,352
1982	53,594	1996	41,747	2010	90,022
1983	26,389	1997	36,12	2011	56,442
1984	66,262	1998	62,727	2012	55,575
1985	35,037	1999	95,447	2013	75,525
1986	63,817	2000	21,139	2014	78,232
1987	64,977	2001	89,316	2015	55,562
1988	75,199	2002	100,194	2016	54,042
1989	39,071	2003	55,496	2017	76,654
1990	60,062	2004	60,331	2018	67,084
1991	45,695	2005	49,669	2019	105,721
1992	121,176	2006	72,809	2020	45,13
1993	32,436	2007	49,16	2021	68,85
1994	41,958	2008	61,142	2022	36,361

(Source ANRH)

Les caractéristiques de notre série pluviométrique sont illustrées dans le tableau suivant :

**Tableau III. 18** Caractéristique de la série pluviométrique (42 ans)

Caractéristiques	Formule	Valeurs
Moyenne des Pmaxj en (mm)	$X = \frac{\sum_{i=1}^{n=35} Xi}{N}$	80
Ecart type « σx »; Pour n > 30 ans	$\sigma_x = \frac{\sum_{i=1}^{n=35} (Xi - nx)}{n - 1}$	34.5

Coefficient de variation« Cv »	$Cv = \frac{\sigma}{X_c}$	0.27
--------------------------------	---------------------------	------

L'exposant climatique pour notre région (b=0.42) est donné par l'ARNH d'Alger.

### III.4. Choix de la loi d'ajustement

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

- La loi de probabilité.
- La taille de l'échantillon.
- Certaines caractéristiques de l'échantillon.

Toutefois, de nombreuses études comparatives, empiriques et théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée.

La lois d'ajustement choisie est :

- la loi de GUMBEL (droite de HENRY).

#### III.4.1. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

##### III.4.1.1. Ajustement de la série à la loi de GUMBEL

La loi de Gumbel est très universellement utilisée pour caractériser la distribution de valeurs extrêmes. En effet la loi double exponentielle est la forme limite de la distribution de la valeur maximale d'un échantillon de n valeurs. Le maximum annuel d'une variable étant considéré comme le maximum de 365 valeurs journalières, cette loi doit ainsi être capable de décrire les séries de maxima annuels.

La fonction de répartition a la forme suivante :

$$F(x) = e^{-e^{-\frac{x-\beta}{\alpha}}} \dots\dots\dots ( III. 17)$$

La variable réduite u de Gumbel est définie par :

$$u = \frac{x-\beta}{\alpha} \dots\dots\dots (18)$$

$$F(x) = e^{-e^{-u}} \dots\dots\dots ( III. 19)$$

Où  $\alpha$  et  $\beta$  sont les paramètres de la loi. Le paramètre  $\alpha$  est un paramètre caractéristique de la dispersion. On démontre que  $\beta$  est le mode (la valeur la plus probable).

L'estimation des paramètres peut être calculée par la méthode des moments :

$$\alpha = 0.78 \cdot s$$

$$\beta = x - 0.45 \cdot s$$

Avec :

- S : L'écart type de l'échantillon ;
- x : La moyenne de l'échantillon.

La variable réduite u de Gumbel se calcule par :

$$u = -\log(-\log(F(x))) ; \dots\dots\dots (III.20)$$

(x) : la probabilité au non dépassements.

L'équation de fréquence la loi de Gumbel s'écrit :

$$x_T = x + k_T \cdot s \dots\dots\dots (III.21)$$

Si la taille de l'échantillon est supérieure à 100, on peut démontrer en remplaçant  $\alpha$  et  $\beta$  par leur valeurs dans l'équation de fréquence que :

$$k_T = -0.45 - 0.78 \cdot \log[-\log(1 - \frac{1}{T})] \dots\dots\dots (III.22)$$

Si la taille de l'échantillon est inférieure à 100, le facteur kT est obtenu à partir de valeurs tabulées en fonction de la taille de l'échantillon.

L'ajustement de la série à la loi de GUMBEL a été établi par le logiciel HYFRONT, les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III. 19:** Résultats d'ajustement à la loi de GUMBEL

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence (q)	Débit max jour en (m <sup>3</sup> /s)	Ecart-type	Intervalle de confiance
1000	0.999	1390	282	834- 1940
100	0.99	975	191	600 – 1350
50	0.98	850	164	528 – 1170
20	0.95	684	129	432 – 936
10	0.9	556	102	356 – 755
5	0.8	422	75.4	274 – 570

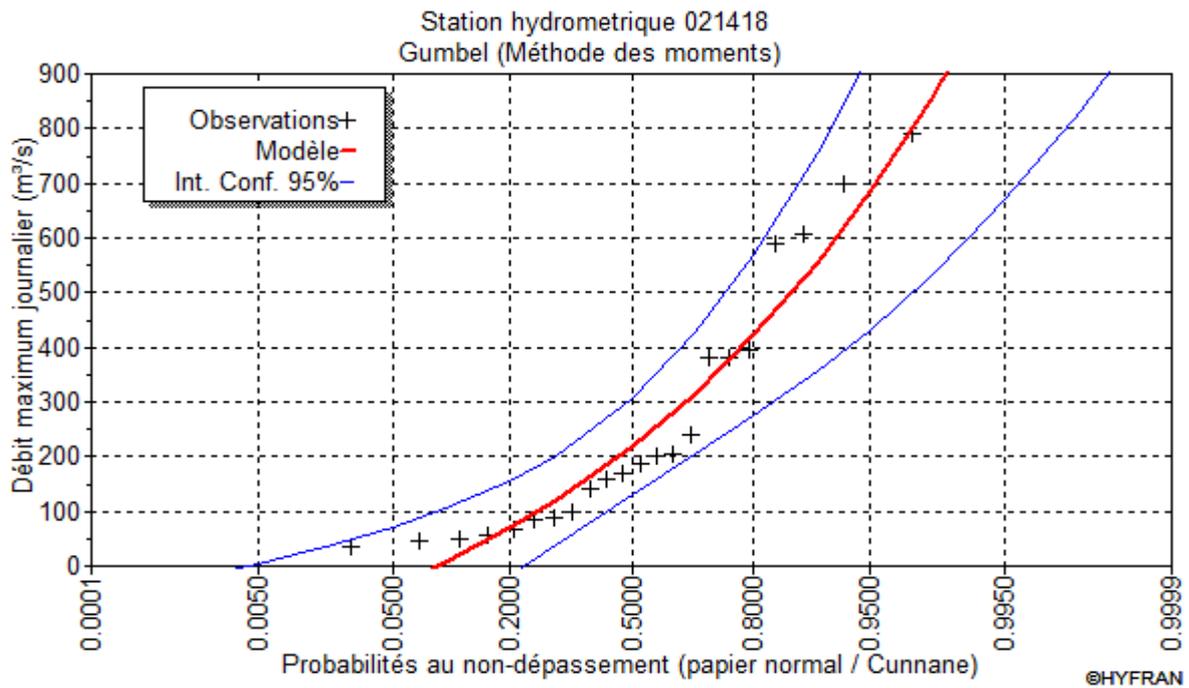


Figure III. 12: Graphique de l'ajustement à la loi de GUMBEL

### III.5. Détermination des débits maximums fréquents par la méthode du GRADEX :

#### III.5.1. Description de la méthode :

La méthode du Gradex est une approche hydro-pluviométrique probabiliste du calcul des débits de crues extrêmes d'une rivière pour des périodes de retour allant de 100 à 10000 ans. Cette méthode est développée par l'EDF (Guillot et Duband, 1967) pour la sécurité des grands barrages, est utilisée couramment dans diverses régions du monde pour l'estimation des débits de fréquences rare et exceptionnelle. La méthode utilise l'information pluviométrique pour extrapoler la distribution de fréquence des débits. Son succès est en particulier lié à sa (relative) facilité de mise en œuvre qui résulte de la simplification extrême du processus de transformation de la pluie en débit.

#### III.5.2. Principe de la méthode :

La méthode part du principe que lorsque le débit dépasse une certaine valeur, le sol est saturé. Cette valeur, nommée débit seuil (ou point pivot), peut varier du débit décennal au débit cinquantennal, selon les sols et les caractéristiques du bassin versant. Ainsi, pendant le temps de base de ruissellement D (assimilé à la durée caractéristique), tout accroissement de pluie induit le même accroissement en débit.

Le principe de cette méthode, qui s'appuie sur les observations climatologiques historiques, est de déduire le comportement asymptotique de la loi de probabilité des volumes de crues rares de la loi de probabilité des cumuls des pluies extrêmes. En effet la valeur moyenne de la capacité de rétention du bassin tend à devenir constante pour les crues du période de retour décennal.

La méthode du Gradex fournit un support de calcul cohérent et vraisemblable en s'appuyant sur une approche fréquentielle des précipitations locales ou régionales intenses, Cette approche se fait essentiellement par l'intermédiaire d'un paramètre proportionnel à l'écarttype des fortes précipitations ( $P_{jmax}$ ). On nomme ce paramètre fondamental le Gradex (gradient des valeurs extrêmes). Le Gradex est invariant climatologique local dépendant de la situation géographique.

### **III.5.3.Hypothèses de la méthode :**

Le postulat de base de la méthode est l'existence d'une relation entre la distribution des débits et celle des pluies génératrices. Cette méthode repose sur trois hypothèses suivantes (Meddi et Zeroual, 2018):

#### **➤ Hypothèse 01 :**

La fonction de répartition des précipitations tombant sur le bassin est asymptotiquement, décrite par une loi de Gumbel ou par une loi exponentielle selon le type d'échantillonnage utilisé. Le Gradex correspond à la pente de la fonction de répartition sur un graphique représentant la pluie en fonction du logarithme de la période de retour.

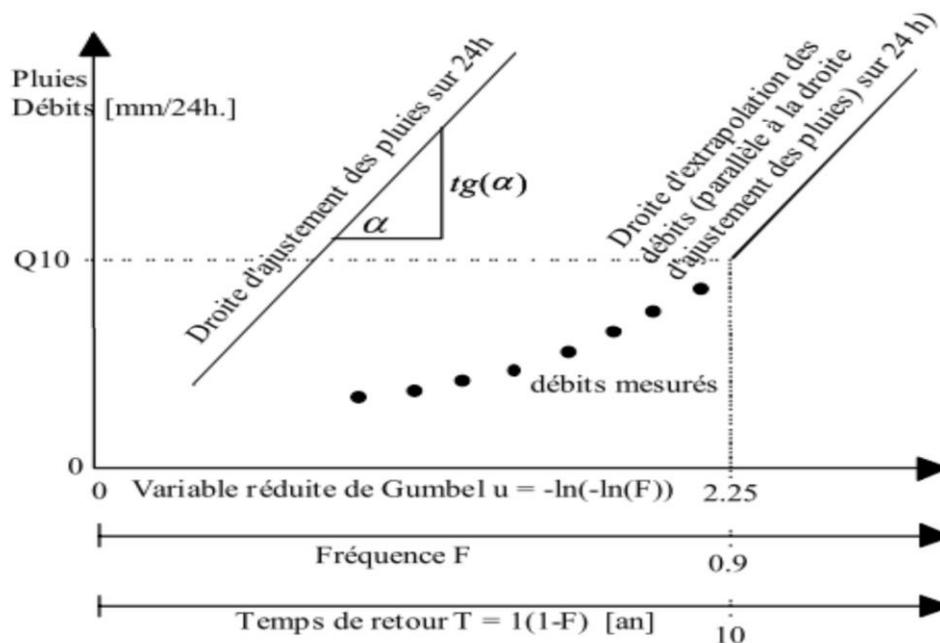
#### **➤ Hypothèse 02 :**

Le déficit d'écoulement, défini comme la différence entre le volume d'eau précipité et le volume d'eau écoulé à l'exutoire du bassin versant pendant un pas de temps équivalent, n'augmentent plus, en valeur moyenne, au-delà d'une certaine valeur de pluie.

En d'autres termes, nous pouvons dire que, à partir d'un certain état de saturation du bassin versant, la distribution du déficit d'écoulement ne dépend plus de la valeur de pluie ou de débit. Cette hypothèse se traduit graphiquement par un parallélisme entre la fonction de répartition des précipitations et celle des écoulements au pas de temps équivalent point de départ de cette extrapolation, nommé point pivot, est fixé à une période de retour  $T_p$  comprise, le plus souvent, entre 10 et 50 ans selon le bassin versant considéré.

➤ **Hypothèse 03 :**

Quelle que soit sa fréquence ou durée de retour, le débit de pointe de crue (valeur maximale observée) peut être calculé à partir du volume écoulé (sur le pas de temps considéré) en utilisant un coefficient multiplicatif moyen caractéristique du bassin versant. Ce coefficient, nommé coefficient de forme ou coefficient d'affinité, peut être estimé à partir des hydrogrammes de crues enregistrés sur le bassin versant



**Figure III. 13:** Graphe représente ajustement graphique pour les pluies et droite d'extrapolation pour les débits (Laborde, 2000).

**III.5.4. Les étapes de la méthode :**

Choisir le pas de temps **n heures** (généralement égale à la moyenne des temps de base des hydrogrammes de crues disponibles, Pour la commodité des calculs on retiendra une valeur très arrondie, par exemple 2, 4, 6 ... 48 heures.). Le résultat final, débits de pointe, dépendent peu de h : il suffit de ne pas commettre d'erreur d'ordre de grandeur sur h).

Ajuster par la loi de Gumbel des pluies maximales journalières.

Calculer le Gradex des précipitations **a (pente de la droite de Gumbel)**.

$$P(mm) = a \cdot \mu + b \tag{III. 23}$$

Avec :

- $\mu$  : Variable réduite de Gumbel.

Ajustement de la série des débits observés à la loi de Gumbel et déterminer le débit décennal (point pivot de l'extrapolation des débits). Exprimer le débit décennal en lame d'eau équivalente par la formule :

$$R = \frac{Q \times 3.6 \times k}{S} \quad (\text{III. 24})$$

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

$$Q_{\mu\%} = a \cdot \mu + b' \quad (\text{III. 25})$$

Avec :

- $a$  : Le Gradex de la pluie ;
- $\mu$  : Variable réduite de Gumbel ( $\mu = -\ln(-\ln(F))$ ) et  $F = \frac{1}{1-T}$

Pour T= 10 ans :  $b' = Q_{10 \text{ ans}} - a \cdot \mu$

Tracer la droite de l'équation  $Q_{\mu\%} = a \cdot \mu + b'$  sur le même graphe que l'ajustement de  $P_{j\max}$ . Ensuite tirer les Q pour chaque période de retour (en mm). Puis Exprimer ces débits en m<sup>3</sup>/s par la formule

$$Q = \frac{Q \times S}{3.6 \times K}$$

Calculer sur les hydrogrammes des crues observées le rapport

$$P = \frac{Q_{\max}}{Q_{\text{moy}}} \quad (\text{III. 26})$$

ET donc :  $Q_p = Q \times P$

#### III.5.4.1. Détermination du GRADEX :

Ajustement de la série pluviométrique ( $P_{j\max}$ ) de la station d'El hamiz à la loi de Gumbel en utilisant le logiciel HYFRAN :

d'après le logiciel l'HYFRAN l'équation de la droite de Gumbel est :

$$P(\text{mm}) = 8.31 \times \mu + 22.24$$

Le GRADEX est donc :  $a = 8.31 \text{ mm}$

- Choix du pas de temps : Après l'examen des enregistrements de la crue de la station d'EL hamiz (021418), on a estimé le temps de base à **n=24h**. Le temps de base de la crue dans le bassin Algérois varie entre 16 et 38 heures.
- L'ajustement de la série des débits maximaux annuels de la station de hamiz(021418) à la loi de Gumbel nous a donné un débit décennal de :

$$Q_{10 \text{ ans, hamiz}} = 556 \text{ m}^3/\text{h}$$

➤ Exprimer le débit décennal en lame d'eau équivalente par la formule :

$$R_{10 \text{ ans}}(mm) = \frac{Q_{hamiz} \times 3.6 \times k}{Q_{baraki}}$$

Extrapoler de la distribution des débits au-delà de 0.9 (T=10 ans) par une droite de pente égale au GRADEX de la pluie :  $Q_{10 \text{ ans}} = a. \mu + b' \implies b' = Q_{10 \text{ ans}} - a. \mu$

Avec :

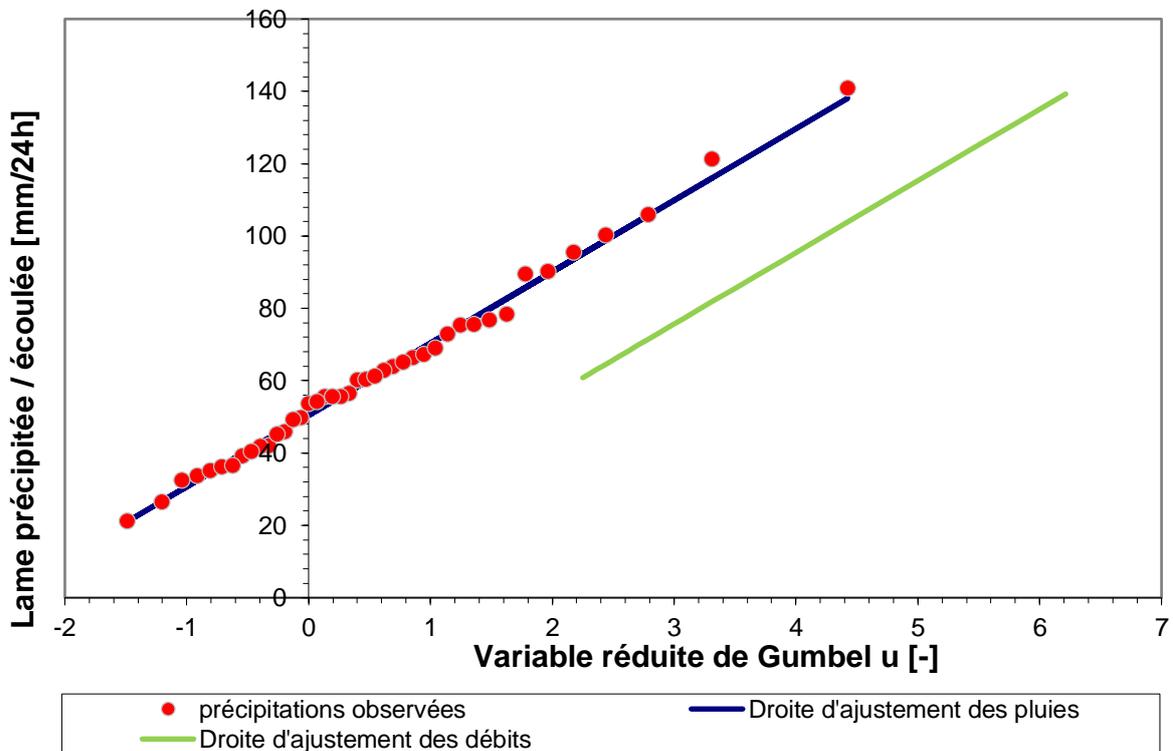
$$\mu = -\ln(-\ln(F)) = -\ln(-\ln(1/9))$$

Donc :  $b' = 58.49$  ;

Par conséquent :

$$Q_{\mu\%} = 8.31. \mu + 58.49$$

On trace cette équation sur le même graphique que celui de l'ajustement des Pjmax, et pour chaque période de retour on tire le débit correspondant en (mm) et on les exprime par la formule (déjà cité).



**Figure III. 14:** Graphe de l'ajustement des pluies et la droite d'extrapolation des débits.

**Remarque :** le coefficient de pointe  $C_p=1$ , car on a utilisé les débits maximums pour calculer le débit décennal.

Les résultats de l’ajustement pour les différentes périodes de retours sont résumés dans le tableau (III.13) suivant :

**Tableau III. 20:** Les résultats de l’ajustement pour les différentes périodes de retours

Temps de retour	fréquence empirique selon Hazen	variable réduite de Gumbel u	précipitations estimées	débits moyen extrapolés	débits moyen extrapolés	débits de pointe extrapolés
10	0,900	2,25	95,0	<b>60,8</b>	<b>98</b>	<b>439</b>
20	0,950	2,97	109,3	<b>75,1</b>	<b>120</b>	<b>542</b>
50	0,980	3,90	127,7	<b>93,5</b>	<b>150</b>	<b>675</b>
100	0,990	4,60	141,6	<b>107,3</b>	<b>172</b>	<b>774</b>
1000	0,999	6,91	187,2	<b>153,0</b>	<b>245</b>	<b>1104</b>
10000	0,9999	9,21	232,8	<b>198,6</b>	<b>318</b>	<b>1433</b>

### III.6. Hydrogramme de crue

C’est une courbe représentant l’évolution des débits en fonction du temps pendant la crue, il permet d’estimer quelques caractéristiques relatives à la crue telle que, la forme, le volume, temps de montée et temps de base, pour le tracé de l’hydrogramme, on utilise la méthode de SOKOLOVSKY. (hamiz,).

Cette méthode qui consiste à tracer la courbe à partir de deux équations paraboliques l’une pour la montée de la crue et l’autre pour la décrue :

➤ Branche de crue (montée)

$$Q(t) = Q_{max} \left( \frac{t}{T_c} \right)^n \tag{III.27}$$

➤ Branche de décrue (descente)

$$Q(t) = Q_{max} \left( \frac{(T_b - t)^m}{T_d} \right)^n \tag{III.28}$$

$$T_b = T_d + T_m \tag{III.29}$$

Avec :

- $Q_{max}$  : Débit maximum de fréquence donnée (m<sup>3</sup>/s) ;
- $Q(t)$  : Débit instantané au moment (t) (m<sup>3</sup>/s) ;
- $T_m, T_d$  : Temps de montée et de décrue (h) ;
- **m, n** : Puissance des paraboles pour les bassins de petites gabarits (m=3, n=2).
- $T_b$  : Temps de base de la crue (h).

Pour les crues d'averses, c'est-à-dire les crues engendrées par la pluie, cette méthode prend :

**Tableau III. 21:** Valeur du coefficient de forme de l'hydrogramme de crue  $\delta$

Description du cours d'eau	Valeur de $\delta$
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméable.	2,0 - 2.5
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales.	3.0 – 4.0
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues.	4.0 - 7.0

$T_m = T_c$ , avec  $T_c$  le temps de concentration du bassin versant (h).

$T_d = \delta \times T_m$ , où :  $\delta$  c'est le coefficient de forme de l'hydrogramme de crue. On prend  $\delta=2$

Donc :

$$T_m = 3.8 \text{ heures.}$$

$$T_d = 2 \times 3.8 = 7.6 \text{ heures.}$$

**Tableau III. 22:** Valeurs des débits pour différentes périodes de retours.

Temps (h)	Période de retour (ans)					
	5	10	50	100	1000	10 000
0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,5	7,3	7,6	11,7	13,4	19,1	24,8
1	29,2	30,4	46,7	53,6	76,5	99,2
1,5	65,8	68,4	105,2	120,6	172,0	223,3
2	116,9	121,6	187,0	214,4	305,8	397,0
2,5	182,7	190,0	292,2	335,0	477,8	620,2
3	263,0	273,6	420,7	482,4	688,1	893,1
3,5	358,0	372,4	572,6	656,6	936,6	1215,7
3,8	422,0	439,0	675,0	774,0	1104,0	1433,0
4	389,55	405,25	623,10	714,49	1019,12	1322,82
4,5	315,80	328,53	505,14	579,23	826,18	1072,39
5	252,01	262,16	403,09	462,21	659,28	855,75
5,5	197,44	205,39	315,81	362,12	516,52	670,44
6	151,37	157,47	242,13	277,64	396,01	514,03
6,5	113,10	117,66	180,91	207,44	295,88	384,06

Temps (h)	Période de retour (ans)					
	5	10	50	100	1000	10 000
7	81,89	85,19	130,98	150,20	214,23	278,08
7,5	57,03	59,32	91,21	104,59	149,18	193,64
8	37,78	39,31	60,44	69,30	98,85	128,30
8,5	23,45	24,39	37,50	43,00	61,34	79,62
9	13,29	13,82	21,26	24,37	34,77	45,13
9,5	6,59	6,86	10,55	12,09	17,25	22,39
10	2,64	2,74	4,22	4,84	6,90	8,96
10,5	0,70	0,73	1,12	1,29	1,83	2,38
11	0,06	0,06	0,10	0,11	0,16	0,21
11,4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

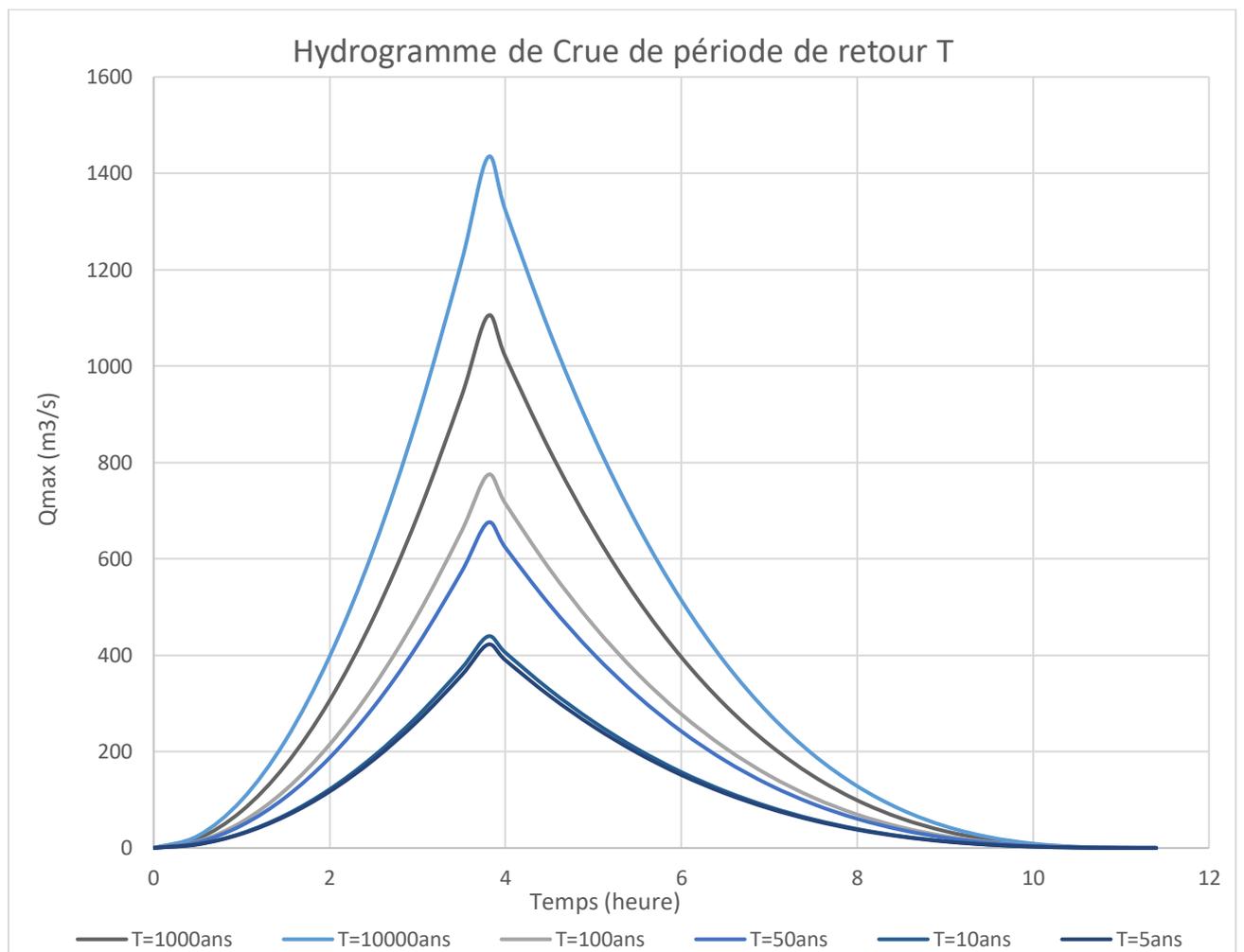


Figure III. 15:Hydrogramme de crue pour diffèrent période de retour T

### III.7. Choix de la crue de projet

La crue de projet est la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer pour une probabilité donnée. Alors que le choix de la crue de ce projet dépend, essentiellement, de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des conséquences qui peuvent se produire à l'aval et des considérations technico-économiques liées à l'aménagement et à l'environnement.

Rappelons qu'une petite submersion d'un barrage en terre peut engendrer la rupture totale de celui-ci, contrairement aux barrages en béton où on peut faire des réparations lors du passage d'une crue exceptionnelle. Rappelons, aussi que pour la détermination de la crue de projet, deux approches sont à notre disposition :

- l'approche déterministe qui est basée sur l'observation et l'historique.
- l'approche probabiliste qui est basée sur la statique.
- La précision entre le débit et la fréquence dépend essentiellement de la qualité et la quantité des données.
  - la précision.
  - la bonne estimation.

Autrement dit, il s'agit de chercher un compromis optimum entre l'aspect économique de la construction et les risques des crues à l'aval. Alors, pour son estimation, nous nous reportons aux recommandations du Comité Australien des Grands Barrages.

**Tableau III. 23:Crue de projet recommandée**

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

Nous pouvons, aussi déterminé de la crue de projet en tenant compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant (précipitations, superficie, perméabilité...).

On doit calculer l'indice global "Ig" qui est lié à tous ces paramètres tel que :

$$I_g = I_a \times I_d \times I_r$$

- $I_a$  : Représente le produit des indices mineurs (intensité des crues et difficultés topographiques).
- $I_d$  : Représente la somme des indices des difficultés géologiques et géotechniques.
- $I_r$  : Représente les risques.

1/ Lorsque ( $I_g = 1$ ), cela veut que le risque est faible. Alors, on dimensionne l'évacuateur de crues pour une crue centennale.

2/ Lorsque ( $I_g = 2$ ), cela veut dire que le risque est moyen. Alors, on dimensionne pour la crue centennale avec vérification avec la crue cinquantiennale.

3/ Lorsque ( $I_g = 3$ ), le risque est élevé et dans ce cas-là plus petite crue de dimensionnement ne doit en aucun cas être inférieure à la crue millénaire

**Tableau III. 24 Choix de la crue de projet.**

Le risque	Risque faible	Risque moyen (modère)	Risque important
Hydrologie	Bonne connaissance	Connaissance moyennes	Incertitude
Géologie et géotechnique	Peu ou pas de difficulté	Quelques Difficultés	Difficiles
Risque ou non de Rupture	Faible	Moyen	Important
a crue de projet	$Q_{max(1\%)+revanche}$	$Q_{max(1\%)+revanche}$ majorée avec vérification pour $Q_{max(0,1\%)}$ et $Q_{max(0,2\%)}$	$Q_{max(0.1\%)}$

Pour notre cas, nous pouvons considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval n'est pas élevé, par conséquent on accepte un risque moyen ( $I_g = 2$ ) et on opte pour la crue centennale.

Cela veut dire que dans les deux classifications, on opte pour une période de retour de 1000ans.

Donc, pour un débit qui vaut  $Q = 1104 \text{ m}^3/\text{s}$

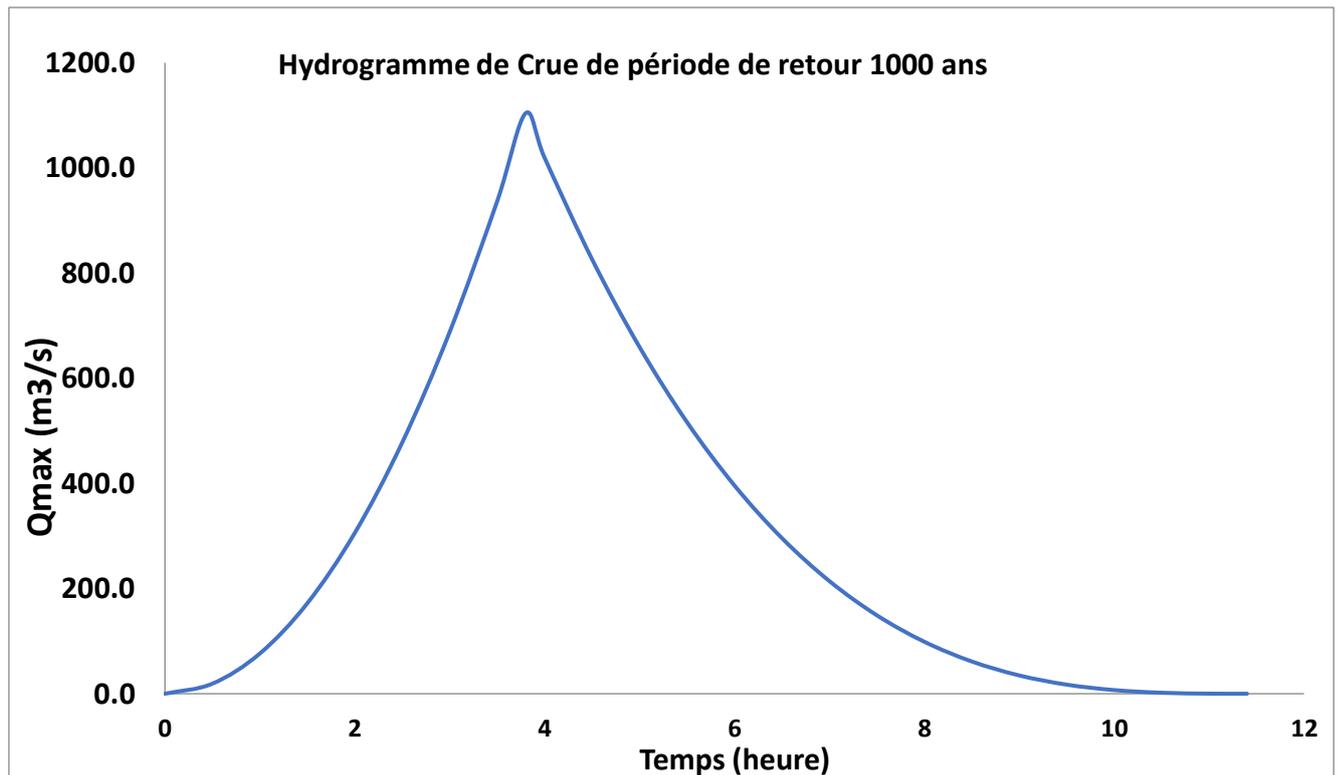


Figure III. 16: Hydrogramme de crue de période de retour 1000ans

### III.7.1. Courbes « Hauteurs – Capacités – Surfaces »

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

$$\Delta VI = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} Dh \quad (\text{III.30})$$

Avec :

**S<sub>i</sub>** : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H<sub>i</sub> en m<sup>2</sup>;

**S<sub>i+1</sub>** : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H<sub>i+1</sub> en m<sup>2</sup>;

**ΔH** : Différence d'altitude entre les deux courbes de niveaux successives;

**ΔV** : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives en Mm<sup>3</sup>.

Le tableau III.25 nous donne les coordonnées des courbes Hauteurs-Capacité-Surface

Tableau III. 25 : Courbe topographiques et volumétriques

Côte (m)	V (hm <sup>3</sup> )	S (km <sup>3</sup> )
151,23	0,01	0,00
152	0,91	0,00
153	3,25	0,02
154	12,65	0,10
155	23,52	0,28
156	30,93	0,55
157	37,33	0,90
158	43,55	1,30
159	49,94	1,77
160	55,08	2,29
161	60,13	2,87
162	64,45	3,49
163	69,78	4,17
164	73,82	4,89
165	78,60	5,65
166	83,55	6,46
167	88,14	7,32
168	92,83	8,22
169	96,85	9,17
170	100,81	10,15
171	103,12	11,18
172	106,44	12,23
173	111,67	13,32
174	116,12	14,46
175	120,02	15,64

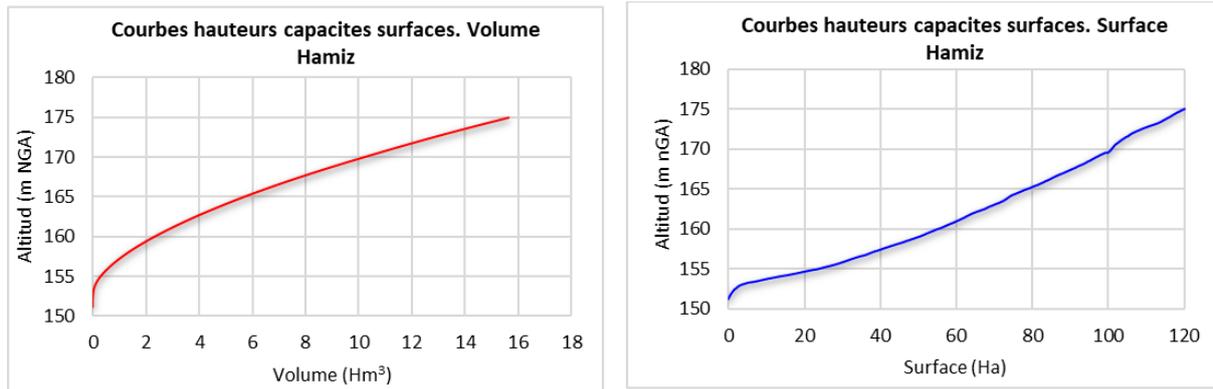


Figure III. 17: courbe capacités hauteur surface

### III.8. Laminage des crues

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

$$Qdt = q \cdot dt + S \cdot dh \tag{III.31}$$

Avec :

**Q** : Le débit entrant de la crue.

**q** : Le débit déversé par l'évacuateur de crue (débit laminé).

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

➤ Le débit cumule à l'instant t est :

$$Q - q = S \cdot \frac{dh}{dt} \tag{III.32}$$

$\frac{dh}{dt}$  : La vitesse de remplissage ou de montée de la retenue.

Il existe plusieurs procédés de calcul comme ceux de Hildenblate, Sorensen, Blakmore, Kotcherine, Patapov, Step by step , Muskingum ainsi que d'autres méthodes, nous retenons la méthode de Muskingum.

#### III.8.1. Méthode de Muskingum (Fread, D.L. 1993)

La méthode de Muskingum est une technique couramment utilisée en hydrologie pour modéliser le routage des débits dans un cours d'eau. Elle a été développée par le chercheur américain C.V. Theis dans les années 1930. Cette méthode est particulièrement adaptée pour estimer la propagation des crues dans les rivières et les cours d'eau.

La méthode de Muskingum repose sur l'utilisation d'une équation de bilan hydrique appliquée à chaque tronçon d'un cours d'eau. Voici les principales étapes de la méthode de Muskingum :

- **Discrétisation du cours d'eau :** Le cours d'eau est divisé en segments ou tronçons, généralement entre deux stations de jaugeage.
- **Paramètres du modèle :** La méthode de Muskingum nécessite deux paramètres principaux pour chaque tronçon :
  - Paramètre de résistance (x) : Caractérise le temps de parcours de l'eau dans le tronçon.
  - Paramètre de stockage (K) : Représente la capacité du tronçon à stocker de l'eau.
- **Calcul des débits sortants :** À chaque pas de temps, les débits sortants de chaque tronçon sont calculés en fonction des débits entrants et des paramètres de résistance et de stockage.
- **Propagation temporelle :** Les débits calculés sont utilisés pour estimer les débits dans les tronçons suivants à mesure que la crue se propage dans le réseau hydrographique.
- **Itérations temporelles :** Le processus est répété pour chaque pas de temps jusqu'à la fin de la simulation.

La méthode de Muskingum est relativement simple mais peut fournir des résultats satisfaisants pour la modélisation des crues dans de nombreux cas. Cependant, il est important de choisir judicieusement les paramètres de résistance et de stockage pour obtenir des résultats précis, et cela peut parfois nécessiter des ajustements empiriques. Cette méthode est souvent utilisée dans les modèles hydrologiques pour simuler le comportement des rivières pendant les événements de crue.

#### III.8.1.1. Conception de base et formulation:

Le mouvement de l'eau durant une période de crue dans un tronçon de rivière ou d'égout obéit aux équations de Saint-Venant. Ces équations traduisent la conservation de la masse et de la quantité de mouvement le long d'un tronçon orienté selon la direction principale d'écoulement X. L'équation de la quantité de mouvement se présente comme suit :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial K} \left( \frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial y}{\partial K} = gA (S_0 - S_f) + q \frac{Q}{A} \quad (\text{III.33})$$

L'équation de continuité ou de conservation de la masse est la suivante :

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial K} = q \quad (\text{III.34})$$

En plus des notations habituelles, q désigne dans ces équations le débit latéral par unité de longueur du tronçon de rivière, débit qui entre dans le tronçon ou en sort.

La signification des cinq termes de l'équation (III.33) est la suivante :

- Le terme 1 représente l'accélération temporelle locale. Plus précisément, il rend compte de la vitesse de la variation du débit durant la crue. A titre d'exemple, si le débit de crue augmente de  $1 \text{ m}^3/\text{s}$  à  $2 \text{ m}^3/\text{s}$  en une heure, ce terme vaut  $(1 \text{ m}^3/\text{s} - 2 \text{ m}^3/\text{s}) / 3600\text{s} = -0,000277 \text{ m}^3/\text{s}$ . L'importance relative de ce terme, qui en l'occurrence est faible, doit être comparée avec celle des autres termes apparaissant dans l'équation.
- Le terme 2 représente l'accélération convective qui peut exister quand il y a un changement dans la géométrie (élargissement, rétrécissement). En absence de changement de section ce terme peut être négligé.
- Le terme 3 traduit le bilan des forces de pression dues au changement de la profondeur  $y$  avec l'abscisse  $x$ .
- Le terme 4 exprime les forces de gravité ( $S_0$ ) et les forces de frottement ( $S_f$ ).
- Le terme 5 exprime l'apport ou la perte de la quantité du mouvement dus à un apport ou une perte d'eau sur le côté latéral.

La résolution des équations 1 et 2 est faisable mais pose parfois des difficultés d'ordre pratique et numérique (Cunge et Wegner 1964). On a ainsi souvent cherché à simplifier ce système selon les applications et les contextes.

D'après plusieurs études (Cunge et al. 1980), les trois premiers termes de l'équation 26 peuvent être négligés pour la plupart des crues dans les rivières, si bien que l'équation 26 devient en l'absence d'apport de débit latéral :

$$S_0 = S_f \quad (\text{III.35})$$

L'équation de continuité 2 peut être mise sous la forme suivante :

$$I - O = \frac{ds}{dt} \quad (\text{III.36})$$

Ou :

- $I$  (INPUT ou Inflow) désigne le débit d'entrée  $Q_E$ .
- $O$  (OUTPUT ou Outflow) désigne le débit de sortie  $Q_S$ .  $S$  désigne l'emmagasinement d'eau dans le tronçon.

L'équation 29 exprime tout simplement le principe de conservation de la masse traité dans le chapitre 1 : le taux de variation de l'emmagasinement est égal à la différence entre les débits entrant et sortant.

### III.8.1.2. Méthode de Muskingum

Après intégration entre deux instants assez rapprochés  $t_1$  et  $t_2$ , l'équation 34 s'écrit :

$$\Delta s = S_2 - S_1 = \int_{t_1}^{t_2} I dt - \int_{t_1}^{t_2} O dt \quad (\text{III.35})$$

Pour un petit intervalle de temps  $\Delta t = t_2 - t_1$ , on peut écrire :

$$S_1 - S_2 = \left( \frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2} \right) \Delta t \quad (\text{III.36})$$

La résolution du problème consiste à déterminer  $O_1$  et  $O_2$ , connaissant  $I_1$  et  $I_2$ . L'équation 32 ne peut être utile que si l'on dispose d'une fonction d'emmagasinement pour déterminer  $S_1$  et  $S_2$

### III.8.1.3. Principe de la méthode de solution:

Le laminage à travers un réservoir est dû à la restriction qui limite le débit de sortie lorsque l'évacuation s'opère par le fond, à travers une vanne ou un orifice. Dans le cas d'un barrage-déversoir de grande surface, le débit d'entrée ne produit qu'une faible variation de la hauteur d'eau. C'est justement cette hauteur dans le réservoir qui gouverne le débit de sortie qui se voit ainsi laminé. Lorsque le déversoir est muni d'une contraction latérale, le laminage est encore plus prononcé.

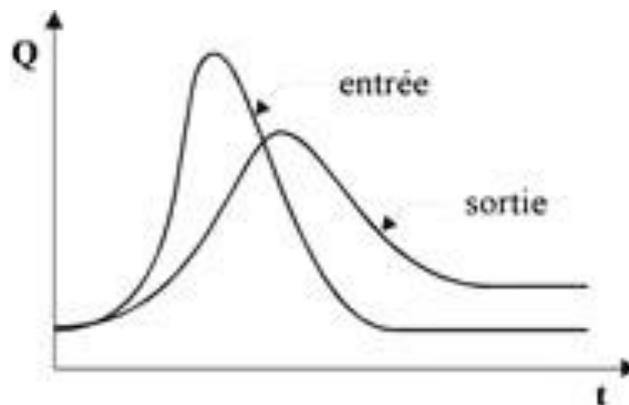


Figure III. 18 Laminage à travers un barrage

Pour traduire le bilan d'eau, l'équation III.31 s'applique encore. Elle peut être réécrite :

$$2 \frac{S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2 \frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_1. \tag{III.37}$$

Cette équation permet de résoudre partiellement le problème car elle permet de calculer la quantité inconnue  $[ 2S_2 / \Delta t + O_2 ]$  en fonction d'autres quantités toutes connues qui figurent dans le membre de droite . rappelons que les indices 1 et 2 désignent respectivement le début et la fin d'une intervalle de temps  $I_1$  et  $I_2$  , qui représentent les débits d'entrée au début et à la fin de l'intervalle , sont connus car l'hydrogramme d'entrée du réservoir est supposé connu à tous les instants .  $S_1$  et  $O_1$  sont connus car ils constituent les conditions initiales qui prévalent avant le début de la crue. Au cours de lacrue,  $S_1$  et  $O_1$  sont connus à cause récursivité des calculs. Le stockage et le débit de sortie au début d'un intervalle sont calculés à la fin de l'intervalle précédent.

La question qui se pose est : comment calculer le débit de sortie  $O_2$  à partir de la quantité connue  $[2S_2 / \Delta t + O_2]$  ?

Il est possible de construire pour chaque réservoir sa propre courbe caractéristique

$\frac{2S}{\Delta t} + O = f(O)$  Cette courbe est indépendante de l'hydrogramme d'entrée du réservoir.

Elle ne dépend que des propriétés géométriques du réservoir et de sa structure d'évacuation.

Comme il sera démontré dans les deux prochains paragraphes, le stockage S et le débit de sortie dépendent de la profondeur h dans le réservoir. On se donne arbitrairement un certain nombre de valeurs de h pour couvrir adéquatement les plages de variation en période de crue et on construit le tableau suivant :

**Tableau III. 26** Valeurs de h et les plages de variation en période de crue

$h_1$	$S_1$	$O_1$	$2S_1 / \Delta t + O_1$
$h_2$	$S_2$	$O_2$	$2S_2 / \Delta t + O_2$
$h_3$	$S_3$	$O_3$	$2S_3 / \Delta t + O_3$
...	...	...	...
$h_n S_n O_n$			$2S_n / \Delta t + O_n$

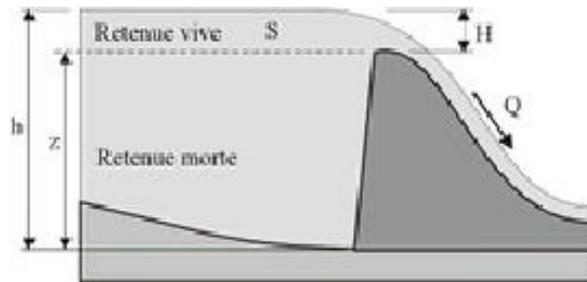
Les deux dernières colonnes du tableau permettent de tracer la fonction cherchée

$$f(O) = \frac{2S}{\Delta t} + O \tag{III.38}$$

**III.8.1.4. Calcul du débit de sortie :**

Il y a plusieurs types d'évacuation de l'eau des réservoirs. Globalement, on peut pratiquement tous les intégrer dans l'une ou l'autre des deux familles suivantes :

➤ Evacuation a surface libre par un déversoir (figure III.19). Dans ce cas, le débit desortie se calcule par une relation de la forme :



**Figure III. 19 :** Evacuateur à surface libre

$$Q=CBH^{3/2} = CB (h - z)^{3/2} \dots\dots\dots(III .39)$$

Ou :

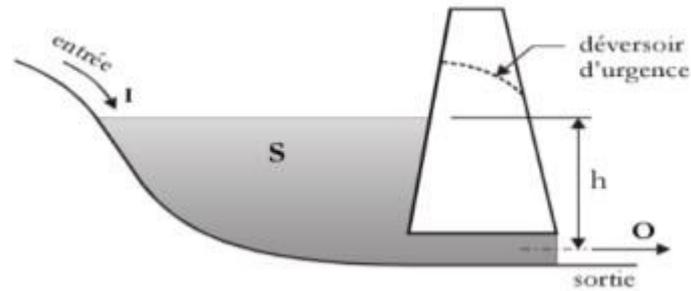
- **C** :c'est une constante qui tient compte de la forme du déversoir
- **B** :est la largeur de déversoir
- **H** : est la charge au-dessus de la crête z en avant du déversoir,h: est la profondeur d'eau en amont du déversoir.

➤ Evacuation par le fond à travers une vanne ou un orifice le débit se calcule alors par une relation de la forme :

$$Q=mA \sqrt{2gh} \tag{III.40}$$

Ou :

- m : est une constante de débit
- A :est la section d'écoulement
- h : est la hauteur d'eau à partir du centre de la section d'écoulement jusqu'à la surface libre.



**Figure III. 20:** Evacuation par le fond.

### III.8.1.5. Calcul du volume stocké

Quand la section  $A$  du réservoir est constante, le calcul du volume stocké  $S$  pour une profondeur  $h$  donnée se fait à l'aide de la formule simple suivante :

$$S = Ah \quad (\text{III.41})$$

Ceci est le cas pour certains bassins de rétention artificiels construits en milieu urbain.

Pour les réservoirs naturels, les berges ne sont pas verticales .

- les courbes d'emmagasinement se présentent alors sous la forme :

$$S = a_0 + a_1 h + a_2 h^2 + a_3 h^3 + \dots + a_n h^n \quad (\text{III.42})$$

Les coefficients  $a_0, a_1, a_2, \dots, a_n$  qui sont propres à chaque réservoir, doivent être déterminés à partir des relevés géodésiques sur le fond et les berges.

Que la section soit constante ou variable avec la profondeur, la connaissance de  $h$  permet de déterminer le volume stocké.

### III.8.1.6. Application de la méthode de Muskingum pour un diamètre $D=11\text{m}$ :

Le débit de sortie est calculé par la relation suivante :

$$Q = mA\sqrt{2gH} \quad (\text{III.43})$$

Pour  $A = \frac{\pi D^2}{4} = 94.98$  et  $m = 0.7$

### A) Détermination de la courbe Capacité-Surface-Hauteur

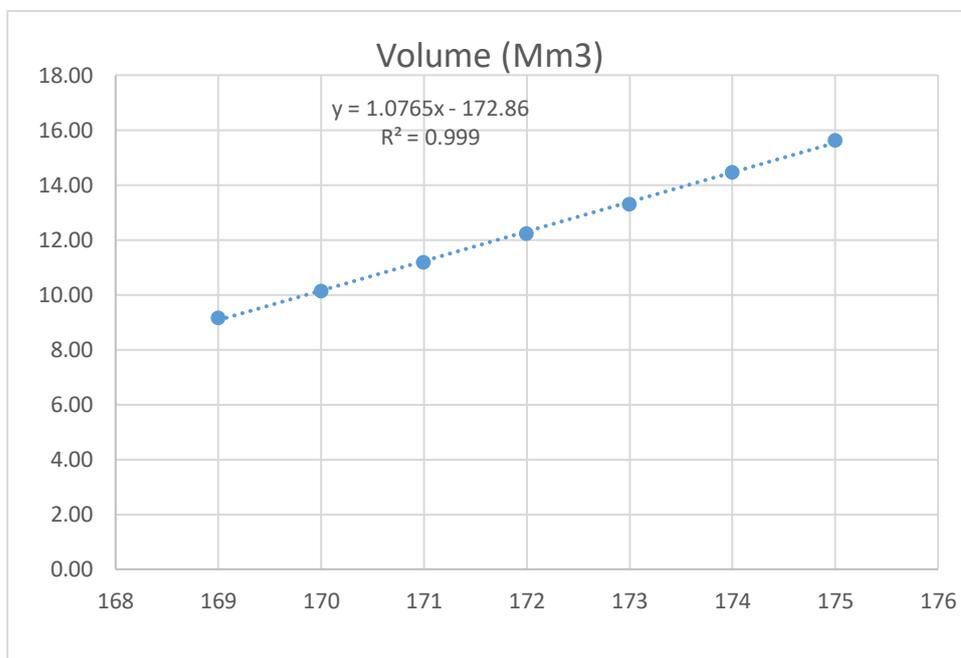
Les caractéristiques (hauteur-surface-volume) du réservoir ont été estimées pour différentes altitudes à l'aide du logiciel GLOBAL MAPPER à partir des points topographiques déjà exporté via un fichier TIF. On voit que la côte minimale de 0 m et une côte maximale de 986 m, l'approximation des volumes a été faite selon l'expression suivante :

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H \quad (\text{III.44})$$

- **S<sub>i</sub>** : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H<sub>i</sub> en m<sup>2</sup>
- **S<sub>i+1</sub>** : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H<sub>i+1</sub> en m<sup>2</sup>
- **ΔH** : Différence d'altitude entre les deux courbes de niveau successives
- **ΔV<sub>i</sub>**: Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives m<sup>3</sup>

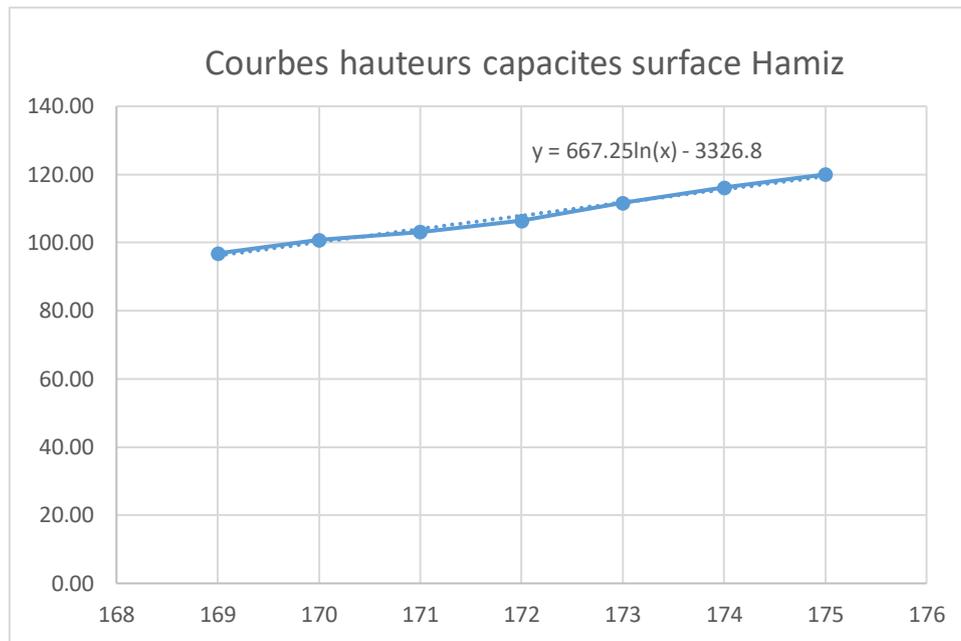
La courbe capacité –hauteur peut être modélisée par l'équation linéaire (figure III.21) avec un coefficient de corrélation r =0.996 entre les altitudes 169m NGA et 175m NGA.

$$V(\text{Mm}^3) = 1.0765 \times H - 172.86 \quad (\text{III.45})$$



**Figure III. 21:**Modélisation de la courbe capacité- hauteur

$$S(\text{ha}) = 667,25 \ln(H) - 3326,8 \quad (\text{III.47})$$



**Figure III. 22:** Modélisation de la courbe surface hauteur.

La première étape consiste à tracer la courbe caractéristique du barrage  $f(Q_s) = (2S/\Delta t + Q_s)$  :

Initialement le débit de sortie  $Q_s = 0 \text{ m}^3/\text{s}$  et la hauteur  $H = 0\text{m}$ , le volume stocké  $V_s = 0\text{m}^3$ .

**Tableau III. 27 :** Calcul de la courbe caractéristique du barrage.

H (m)	CÔTE(NGA)	A (Km <sup>2</sup> )	Q (m <sup>3</sup> /S)	S (m <sup>3</sup> )	2S/Δt+Q
0,00	169	0,000	0,000	0,00	0,00
0,25	169,25	0,278	126,219	434,69	0,25
0,50	169,50	0,547	178,501	786,00	0,50
0,75	169,75	0,816	218,618	1125,15	0,75
1,00	170,00	1,085	252,439	1457,99	1,00
1,25	170,25	1,354	282,235	1786,82	1,25
1,50	170,50	1,623	309,173	2112,78	1,50
1,75	170,75	1,892	333,945	2436,58	1,75
2,00	171,00	2,162	357,002	2758,67	2,00
2,25	171,25	2,431	378,658	3079,35	2,25
2,50	171,50	2,700	399,140	3398,86	2,50
2,75	171,75	2,969	418,622	3717,37	2,75
3,00	172,00	3,238	437,236	4035,01	3,00
3,25	172,25	3,507	455,090	4351,90	3,25
3,50	172,50	3,776	472,269	4668,10	3,50

H (m)	CÔTE(NGA)	A (Km <sup>2</sup> )	Q (m <sup>3</sup> /S)	S (m <sup>3</sup> )	2S/Δt+Q
3,75	172,75	4,045	488,845	4983,71	3,75
4,00	173,00	4,315	504,877	5298,77	4,00
4,25	173,25	4,584	520,416	5613,33	4,25
4,50	173,50	4,853	535,503	5927,45	4,50
4,75	173,75	5,122	550,177	6241,15	4,75
5,00	174,00	5,391	564,470	6554,47	5,00

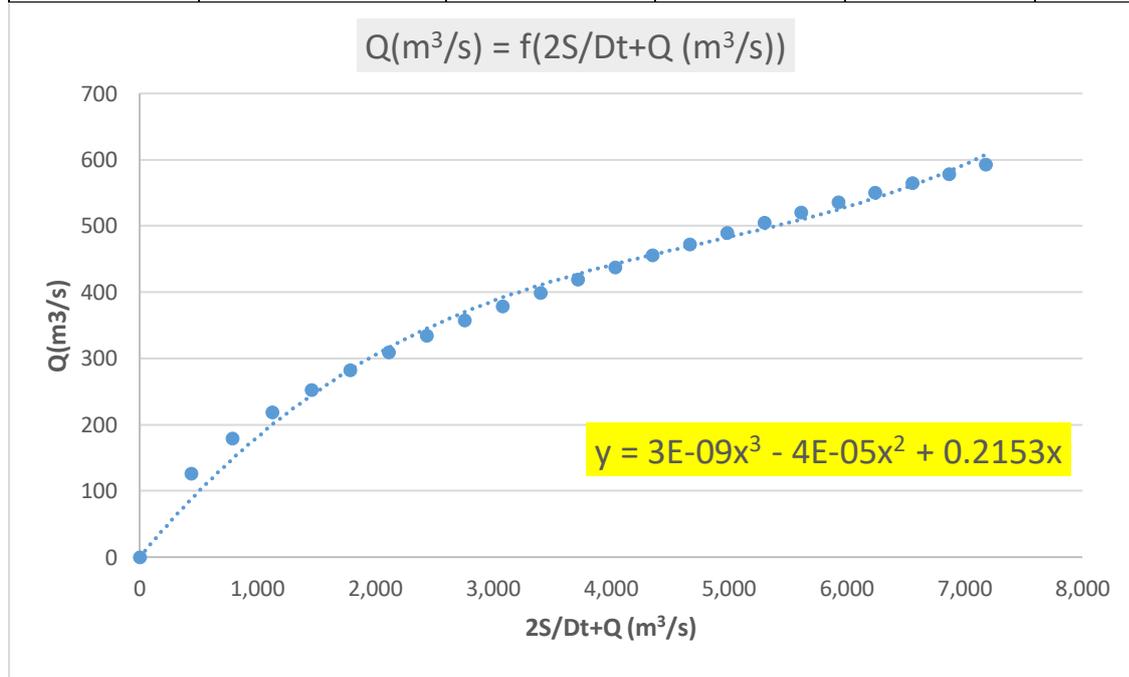
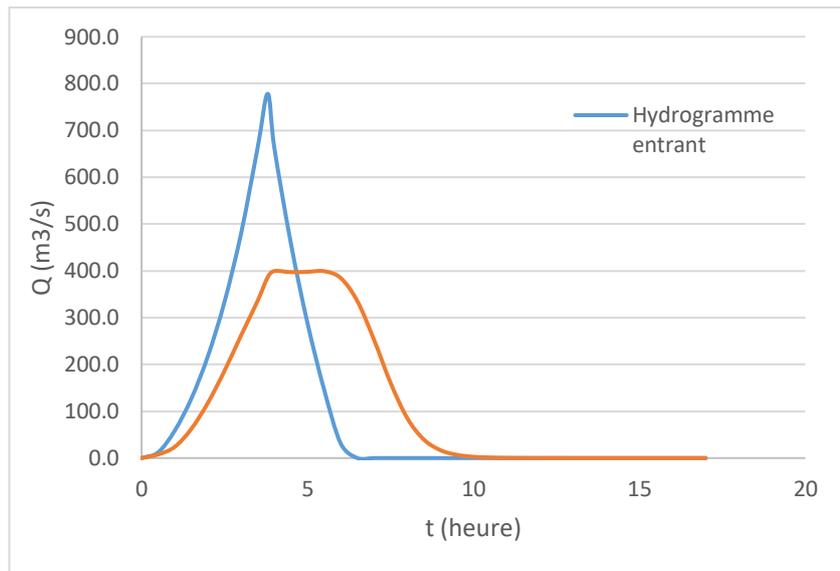


Figure III. 23 : courbe caractéristique du barrage

Tableau III. 28 : Calcul de l'hydrogramme laminé.

Temps(h)	I	I1+I2	2S/Δt+Q	(2S/Δt+Q)-2Q	Qs
0	0,0		0	0	0
0,5	12,2	12,22	12,22	-3,09	7,65
1	58,8	71,00	67,91	19,88	24,01
1,5	127,4	186,14	206,02	80,99	62,52
2	218,2	345,54	426,53	190,13	118,20
2,5	334,3	552,44	742,57	369,34	186,61
3	480,5	814,80	1184,14	659,31	262,41
3,5	663,9	1144,46	1803,78	1131,17	336,30

Temps(h)	I	I1+I2	2S/ $\Delta t$ +Q	(2S/ $\Delta t$ +Q)-2Q	Qs
3,8	778,1	1442,03	2573,20	1800,80	386,20
4	662,97	1441,09	3241,89	2442,89	<b>399,50</b>
4,5	458,15	1121,13	3564,02	2769,71	397,15
5	288,08	746,23	3515,95	2720,24	397,85
5,5	146,39	434,47	3154,71	2356,34	399,18
6	31,10	177,49	2533,83	1764,63	384,60
6,5	0,00	31,10	1795,73	1124,62	335,55
7	0,00	0,00	1124,62	617,78	253,42
7,5	0,00	0,00	617,78	295,54	161,12
8	0,00	0,00	295,54	123,63	85,96
8,5	0,00	0,00	123,63	43,83	39,90
9	0,00	0,00	43,83	9,83	17,00
9,5	0,00	0,00	9,83	-4,05	6,94
10	0,00	0,00	-4,05	-9,62	2,78
10,5	0,00	0,00	-9,62	-11,83	1,11
11	0,00	0,00	-11,83	-12,71	0,44
11,5	0,00	0,00	-12,71	-13,05	0,17
12	0,00	0,00	-13,05	-13,19	0,07
12,5	0,00	0,00	-13,19	-13,25	0,03
13	0,00	0,00	-13,25	-13,27	0,01
13,5	0,00	0,00	-13,27	-13,28	0,00
14	0,00	0,00	-13,28	-13,28	0,00
14,5	0,00	0,00	-13,28	-13,28	0,00
15	0,00	0,00	-13,28	-13,28	0,00
15,5	0,00	0,00	-13,28	-13,28	0,00
16	0,00	0,00	-13,28	-13,28	0,00
16,5	0,00	0,00	-13,28	-13,28	0,00
17	0,00	0,00	-13,28	-13,28	0,00



**Figure III. 24 :** Hydrogrammes de sorties

Donc le débit de sortie est estimé à 400  $m^3/s$  et la charge diversante = 1.4.

### **Conclusion :**

Les résultats indiquent un débit médian de 1104  $m^3/s$  et un débit laminaire de 400  $m^3/s$ . Ces chiffres fournissent une base solide pour la compréhension des caractéristiques hydrauliques de la région étudiée. Il est essentiel de souligner que ces débits influenceront directement la conception de l'évacuateur de crue, nécessitant une attention particulière pour garantir une gestion efficace des débits d'eau.

## Table des matières

Introduction.....	14
III.1. Bassin versant .....	14
III.1.1. Caractéristiques géométriques du bassin versant :.....	14
III.1.2. Caractéristiques sociodémographiques .....	15
III.1.3. Caractéristiques morphologiques .....	16
III.1.3.1. Indice de compacité de Horton (KH) .....	16
III.1.3.2. Indice de compacité de Gravélius : .....	16
III.1.3.3. Rectangle équivalent .....	17
III.1.3.4. Coefficient d'allongement.....	18
III.2. Etude du relief .....	19
III.2.1.1. Modèle numérique de terrain.....	19
III.2.1.2. Altitudes.....	20
III.2.1.3. Classes des pentes .....	21
III.2.2. Courbe hypsométrique.....	22
III.2.2.1. L'altitude maximale et minimale ( $H_{max} - H_{min}$ ) :.....	23
III.2.2.2. L'altitude moyenne ( $H_{moy}$ ) : .....	23
III.2.2.3. L'altitude médiane « H5% » : .....	24
III.2.2.4. L'altitude médiane « H50% » : .....	24
III.2.2.5. L'altitude médiane « H95% » : .....	24
III.2.3. Les indices de pente .....	24
III.2.3.1. La pente du bassin versant :.....	24
III.2.3.2. Indice de pente globale $I_g$ .....	24
III.2.4. Caractéristiques du réseau hydrographique .....	25
III.2.5. Paramètres hydrographiques .....	26
III.2.5.1. Dénivelée spécifique $D_s$ .....	26
III.2.5.2. Densité de drainage $Dd$ .....	27
III.2.5.3. Temps de concentration.....	27
III.2.6. Vitesse de ruissellement: .....	29
III.2.7. Synthèse récapitulative du bassin versant de l'oued HAMIZ.....	30
III.3. Climatologie.....	31
III.3.1. Choix de la station.....	31
III.3.2. Température .....	31
III.3.3. Humidité relative.....	32

III.3.4.	Vitesse du vent .....	33
III.3.5.	Précipitations.....	34
III.4.	Choix de la loi d'ajustement .....	36
III.4.1.	Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL .....	36
III.4.1.1.	Ajustement de la série à la loi de GUMBEL .....	36
III.5.	Détermination des débits maximums fréquents par la méthode du GRADEX.....	38
III.5.1.	Description de la méthode :.....	38
III.5.2.	Principe de la méthode :.....	38
III.5.3.	Hypothèses de la méthode : .....	39
III.5.4.	Les étapes de la méthode : .....	40
III.5.4.1.	Détermination du GRADEX : .....	41
III.6.	Hydrogramme de crue.....	43
III.7.	Choix de la crue de projet .....	46
III.7.1.	Courbes « Hauteurs – Capacités – Surfaces » .....	48
III.8.	Laminage des crues .....	50
III.8.1.	Méthode de Muskingum (Fread, D.L. 1993) .....	50
III.8.1.1.	Conception de base et formulation:.....	51
III.8.1.2.	Méthode de Muskingum.....	53
III.8.1.3.	Principe de la méthode de solution: .....	53
III.8.1.4.	Calcul du débit de sortie : .....	55
III.8.1.5.	Calcul du volume stocké.....	56
III.8.1.6.	Application de la méthode de Muskingum pour un diamètre D=11m :.....	56
	Conclusion : .....	61

Tableau III. 1: Superficie totale dans le bassin versant des communes visées .....	15
Tableau III. 2: Les paramètres hydromorphométriques du bassin versant d'oued HAMIZ.....	18
Tableau III. 3 : Classes des altitudes .....	20
Tableau III. 4: Classes des pentes dans le bassin versant de l'oued Hamiz. ....	21
Tableau III. 5: Répartition des superficies cumulées en fonction des classes d'altitudes. ....	22
Tableau III. 6: caractéristiques altimétriques du bassin versant. ....	24
Tableau III. 7: Classification ORSTOM du relief à partir de l'indice de pente global .....	25
Tableau III. 8: Classification du relief (Laborde, 2000).....	26
Tableau III. 9: temps de concentration .....	29
Tableau III. 10: Paramètres hydrographiques d'Oued Hamiz.....	29
Tableau III. 11: Synthèse des caractéristiques générales du bassin versant d'oued HAMIZ ...	30
Tableau III. 12: Caractéristiques de la station mise en étude (1981 / 2022).....	31
Tableau III. 13: Températures mensuelles minimales, moyennes et maximales enregistrées à la station choisie en (°C) (1981 / 2022).....	31
Tableau III. 14: Humidités relatives mensuelles minimales, moyennes et maximales (%) (1977 / 2010). ....	32
Tableau III. 15: Moyennes mensuelles de la vitesse du vent à la station de hamiz (m/s) (1977 / 2010).....	33
Tableau III. 16: Précipitations moyennes mensuelles à la station choisie (mm) (1981 / 202). ....	34
Tableau III. 17 : précipitations maximales journalières prise de la station hamiz .....	35
Tableau III. 18 Caractéristique de la série pluviométrique (42 ans) .....	35
Tableau III. 19: Résultats d'ajustement à la loi de GUMBEL .....	37
Tableau III. 20: Les résultats de l'ajustement pour les différentes périodes de retours.....	43
Tableau III. 21: Valeur du coefficient de forme de l'hydrogramme de crue $\delta$ .....	44
Tableau III. 22: Valeurs des débits pour différentes périodes de retours.....	44
Tableau III. 23:Crue de projet recommandée .....	46
Tableau III. 24 Choix de la crue de projet. ....	47
Tableau III. 25 : Courbe topographiques et volumétriques .....	49
Tableau III. 26 Valeurs de h et les plages de variation en période de crue .....	54
Tableau III. 27 : Calcul de la courbe caractéristique du barrage.....	58
Tableau III. 28 : Calcul de l'hydrogramme laminé. ....	59

Figure III. 1 : Carte de situation du bassin versant de l'oued HAMIZ.....	15
Figure III. 2: Différents types des BV selon le coefficient de Gravelius Kc. ....	17
Figure III. 3: Le modèle numérique de terrain de la zone étude .....	19
Figure III. 4: Carte des altitudes du bassin versant de l'oued Hamiz. ....	20
Figure III. 5: Carte des pentes du bassin versant de l'oued Hamiz. ....	21
Figure III. 6: courbe hypsométrique du bassin versant d'oued El Hamiz. ....	23
Figure III. 7: Carte du réseau hydrographique du bassin versant de oued Hamiz .....	26
Figure III. 8: Températures mensuelles moyennes, minimales et maximales à la station choisie (1981-2022).....	32
Figure III. 9: Humidités relatives mensuelles de la station choisie (1981-2022).....	33
Figure III. 10: Moyennes mensuelles des vitesses du vent moyen à la station choisie (1981 / 2022).....	34
Figure III. 11: Précipitations moyennes mensuelles à la station choisie (1981-2022).....	34
Figure III. 12: Graphique de l'ajustement à la loi de GUMBEL .....	38
Figure III. 13: Graphe représente ajustement graphique pour les pluies et droite d'extrapolation pour les débits (Laborde, 2000). ....	40
Figure III. 14: Graphe de l'ajustement des pluies et la droite d'extrapolation des débits. ....	42
Figure III. 15: Hydrogramme de crue pour diffèrent période de retour T .....	45
Figure III. 16: Hydrogramme de crue de période de retour 1000ans .....	48
Figure III. 17: courbe capacités hauteur surface .....	50
Figure III. 18 Laminage à travers un barrage.....	53
Figure III. 19 : Evacuateur à surface libre .....	55
Figure III. 20: Evacuation par le fond. ....	56
Figure III. 21: Modélisation de la courbe capacité- hauteur .....	57
Figure III. 22: Modélisation de la courbe surface hauteur.....	58

# **Chapitre IV**

## **Etude hydraulique**

## **Introduction :**

Les évacuateurs de crue, intégrés au sein des barrages, sont des mécanismes d'une importance capitale dans la gestion proactive des ressources hydriques et la prévention des inondations. En tant que composants clés des infrastructures hydrauliques, ces dispositifs sont spécifiquement conçus pour réguler les débits d'eau en excès lors des périodes de crue, évitant ainsi les risques potentiels associés aux débordements. Il existe plusieurs types d'évacuateurs de crue, chacun conçu pour répondre à des besoins spécifiques en matière de gestion des eaux de crue. Le choix du type d'évacuateur dépend souvent des conditions locales, des caractéristiques du site et des objectifs spécifiques de la gestion des crues.

### **IV.1. Ancien évacuateur de crue :**

L'évacuateur de crue de barrage Hamiz est de type demi-fond fonctionne en charge avec un débit millénial de  $650 \text{ m}^3/\text{s}$ . Il préleve l'eau à une côte 169 m NGA, inférieure à celle de la retenue normale (NNR 174 m NGA), où le déversement des eaux se fait par un déversoir type *Creager* vers une conduite en béton armé de 11 m de diamètre à l'entrée et se rétrécit progressivement à 7 m pour arriver au fond verticalement et par la suite horizontalement grâce à une galerie souterraine jusqu'à l'évacuation à l'aval du barrage sous le corps de la digue. La galerie souterraine du déversoir résulte d'un aménagement de la galerie de dérivation, établie pour l'évacuation des eaux lors de la surélévation.

L'évacuateur est contrôlé par une vanne cylindrique en acier vitrifié (ou acier émaillé) d'une hauteur d'environ 9.50 m et de diamètre intérieur 11 m, implantée à une côte de 167,70 m NGA au début de la conduite de l'évacuation.



**Figure IV. 1: Evacuateur de crue de barrage el hamiz**

L'évacuateur de crue est un ouvrage vital pour la sécurité du barrage, en particulier en remblai. Son objectif est de conduire le débit de crue dans le lit de la rivière de la manière la plus économique et sûre possible. La classification des évacuateurs de crues se fait selon différents critères, notamment le type de fonctionnement hydraulique et l'emplacement par rapport à la digue.

Types d'évacuateurs de crues

1. Type de fonctionnement hydraulique:

- Evacuateur de surface
- Evacuateur en charge
- Evacuateur de crues en puits
- Evacuateur siphon sommaire pour petit barrage
- Evacuateur siphon à faible charge et fort débit

2. Emplacement par rapport à la digue:

- Evacuateur central
- Evacuateur latéral
- Evacuateur latéral à entonnement frontal
- Evacuateur latéral à entonnement latéral

#### **IV.1.1.Choix du type de l'évacuateur de crues :**

La gestion des crues est une préoccupation essentielle dans la conception et l'exploitation des barrages. Dans le cas spécifique du barrage de Hamiz, la nécessité de mettre en place un système d'évacuation de crue capable de gérer les débits exceptionnels est cruciale. Ce chapitre explore le choix d'un type d'évacuateur de crue, en prenant en compte les contraintes existantes, telles que le coût et les limitations de l'ancien évacuateur de crue.

Le barrage de Hamiz est confronté à un débit exceptionnel estimé à 650 m<sup>3</sup>/s pour une période de retour de 1000 ans. Cependant, une nouvelle évaluation suggère que ce débit pourrait atteindre 1104 m<sup>3</sup>/s. L'ancien évacuateur de crue, conçu pour gérer un débit de 650 m<sup>3</sup>/s, est confronté à des limites de capacité. La modification de cet ancien évacuateur est exclue en raison des contraintes financières.

- Les évacuateurs de surface sont placés sur l'une des rives (évacuateur latéral) ou au centre du barrage (évacuateur central). Ils sont constitués généralement d'un seuil déversant ou d'un déversoir latéral ou frontal suivi d'un coursier aboutissant à un bassin dissipateur d'énergie, puis au lit du cours d'eau.
- Dans l'évacuateur en charge, l'eau est transitée vers l'aval du barrage par une galerie ou une conduite de gros diamètre disposée sous le barrage ou latéralement en rive. Cette conduite est alimentée par l'intermédiaire d'un puits, d'une tour, ou par un déversoir de surface à crête ronde souvent circulaire appelé tulipe.
- Les évacuateurs de crue de type siphon sont principalement liées à des ouvrages de protection contre les crues, tels que les barrages. Les résultats de recherche indiquent que les évacuateurs de crue en siphon sont conçus pour permettre aux débits de crues de traverser un ouvrage de façon contrôlée. Ils peuvent être testés en modèles réduits pour étudier leur efficacité et leur performance. De plus, des brevets ont été déposés pour des siphons anti-crue, indiquant un intérêt

Pour choisir la variante de l'évacuateur la plus adaptée aux conditions topographiques et géologiques, il est nécessaire de procéder au calcul de la ligne d'eau passante par les différentes composantes de l'ouvrage, en se basant sur les résultats du calcul de laminage de crues. Les évacuateurs de crues sont des organes essentiels pour le transit des crues à travers le barrage, contribuant à la maîtrise des risques. La modélisation physique est utilisée pour optimiser et valider la conception des évacuateurs de crues, ce qui constitue un enjeu crucial pour la sécurité des barrages. Il est important de noter que les évacuateurs de crues sont des ouvrages complexes, et le choix du type d'évacuateur doit être soigneusement étudié en fonction des caractéristiques spécifiques du barrage et du bassin versant.

#### IV.1.1.1. Hydrograme de crue de periode de retour T=1000ans Q=650m<sup>3</sup>/s

Tableau IV. 1 : Valeur de débit de crue de periode de retour T=1000 ans Q = 650 m<sup>3</sup>/s

Temps (heure)	Q (m <sup>3</sup> /s)
0	0,0
0,5	11,3
1	45,0
1,5	101,3
2	180,1
2,5	281,3
3	405,1
3,5	551,4
3,8	650,0
4	600,02
4,5	486,43
5	388,16
5,5	304,11
6	233,16
6,5	174,21
7	126,13
7,5	87,83
8	58,20
8,5	36,11
9	20,47
9,5	10,16
10	4,06
10,5	1,08
11	0,09
11,4	0,00

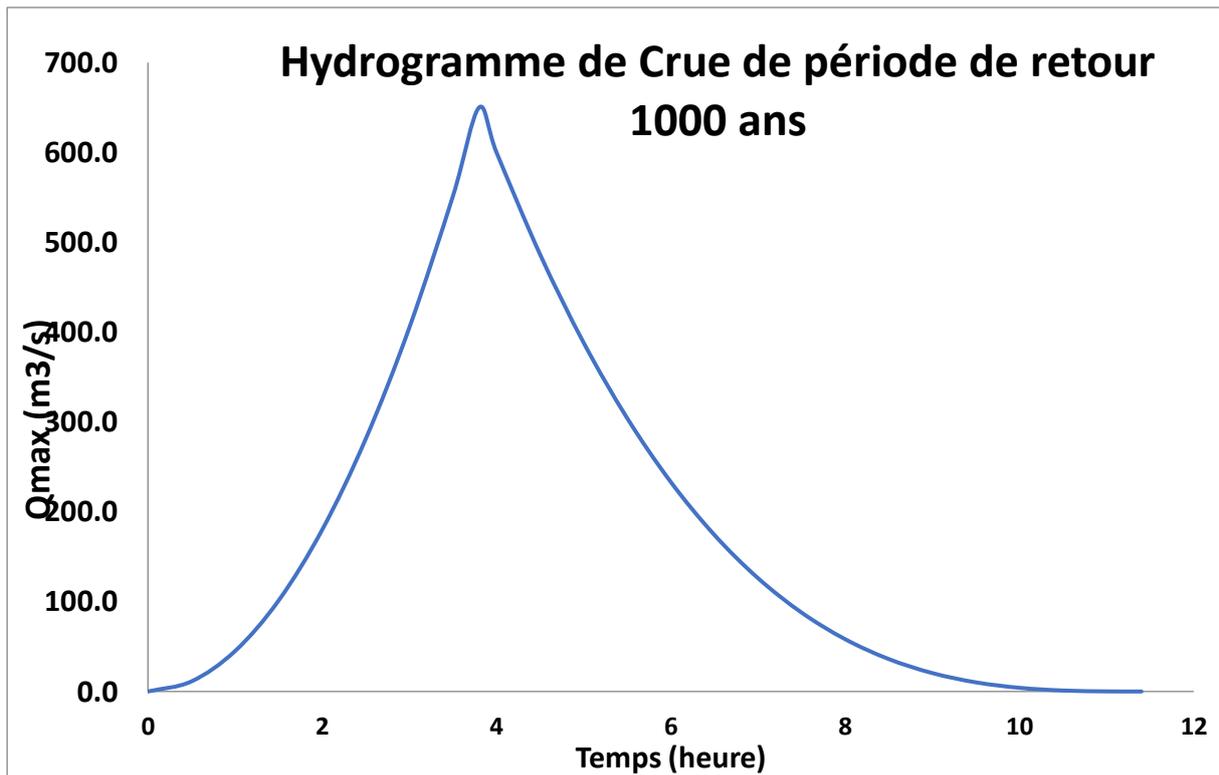
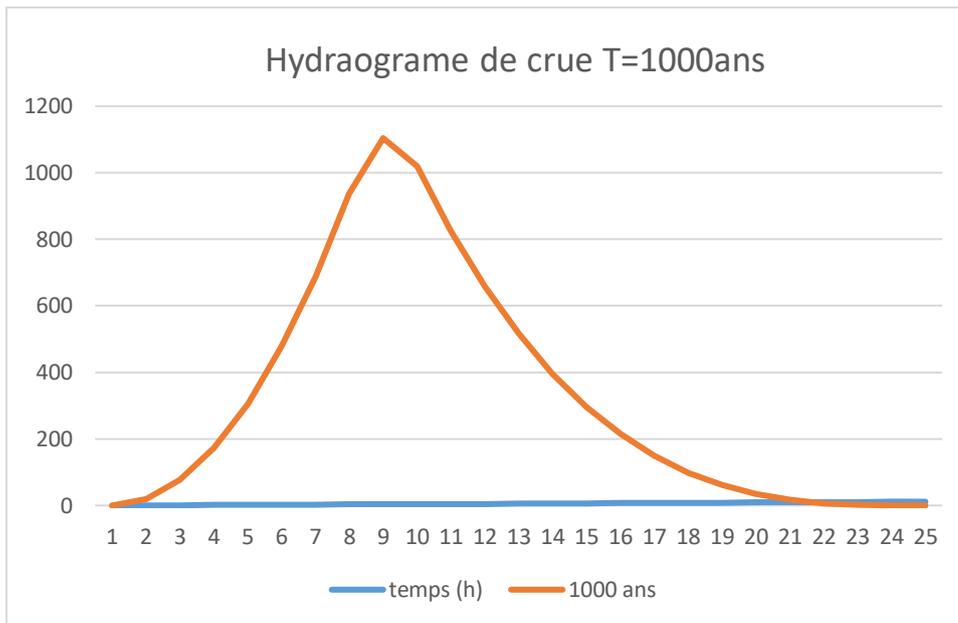


Figure IV. 2 : Hydrogramme de crue de période de retour  $T=1000$ ans  $Q=650m^3/s$

#### IV.1.1.2. Hydrograme de crue de periode de retour T=1000ans Q=1104m<sup>3</sup>/s

Tableau IV. 2 : Valeur de débit de crue de periode de retour T=1000ans Q=1104m<sup>3</sup>/s

Temps (h)	Q (m <sup>3</sup> /s)
0	0,00
0,5	19,11
1	76,45
1,5	172,02
2	305,82
2,5	477,84
3	688,09
3,5	936,57
3,8	1104,00
4	1019,12
4,5	826,18
5	659,28
5,5	516,52
6	396,01
6,5	295,88
7	214,23
7,5	149,18
8	98,85
8,5	61,34
9	34,77
9,5	17,25
10	6,90
10,5	1,83
11	0,16
11,4	0,00



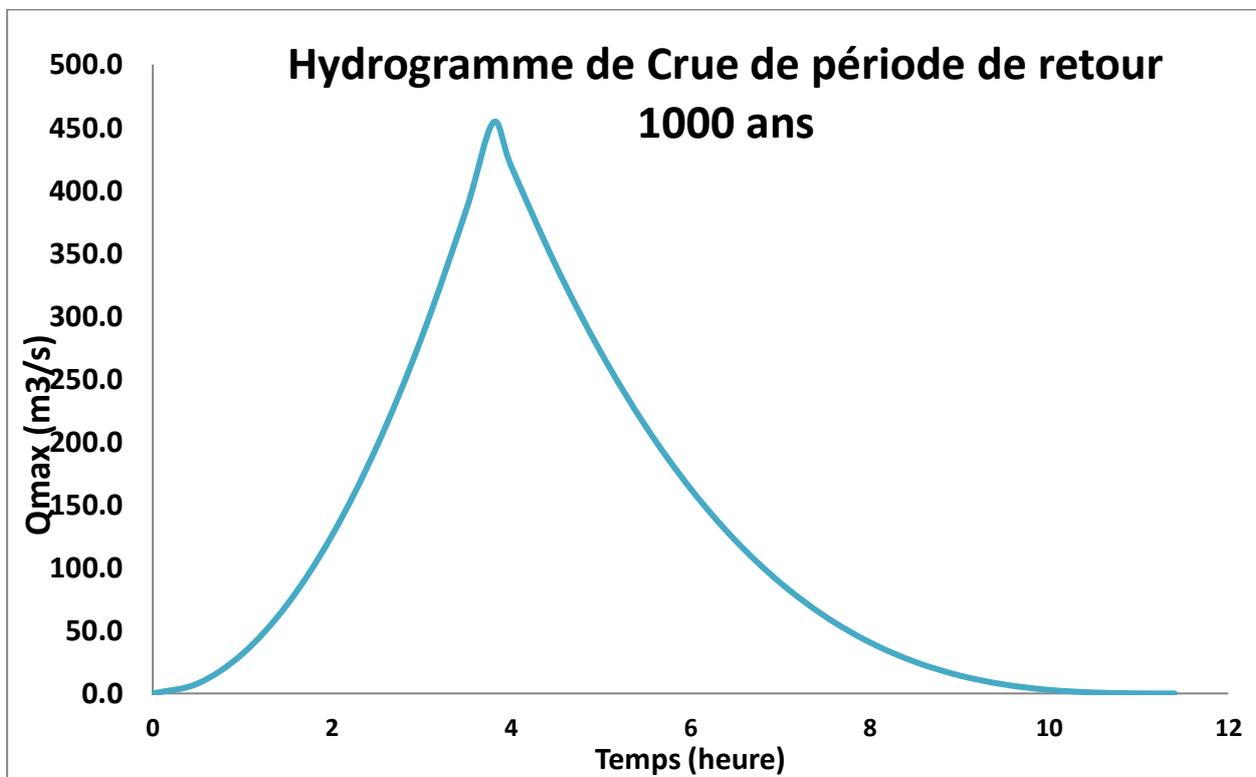
**Figure IV. 3 :** Hydrograme de crue de periode de retour T=1000ans Q=1104 m<sup>3</sup>/s

**IV.1.1.3. Hydrograme de crue de periode de retour T=1000ans Q=454 m<sup>3</sup>/s**

**Tableau IV. 3 :** Valeur de débit de crue de periode de retour T=1000ans Q=454 m<sup>3</sup>/s

Temps (h)	Q (m <sup>3</sup> /s)
0	0,0
0,5	7,9
1	31,4
1,5	70,7
2	125,8
2,5	196,5
3	283,0
3,5	385,1
3,8	454,0
4	419,09
4,5	339,75
5	271,12
5,5	212,41
6	162,85
6,5	121,68
7	88,10
7,5	61,35

Temps (h)	Q (m <sup>3</sup> /s)
8	40,65
8,5	25,22
9	14,30
9,5	7,09
10	2,84
10,5	0,75
11	0,07
11,4	0,00



**Figure IV. 4 :** Hydrograme de crue de periode de retour T=1000ans Q=454 m<sup>3</sup>/s

## **IV.2. Nouvelle évacuateur de crue :**

Face à l'évolution des conditions climatiques et aux nouveaux défis imposés par les changements hydrologiques, la nécessité de repenser notre ancien système d'évacuation de crue au Barrage HAMIZ s'impose. Notre actuel évacuateur de crue de type puit montre des signes de limitations, nécessitant une réflexion approfondie sur des alternatives plus efficaces et adaptées à la réalité actuelle.

Dans cette perspective, on ajoute deux évacuateurs de crue type siphon. Cette proposition repose sur la conviction que le siphon offre une solution innovante et plus performante pour répondre aux défis contemporains. Le siphon, par sa conception ingénieuse, offre une gestion plus flexible et une adaptabilité accrue aux variations imprévisibles des débits.

Ce projet va au-delà de la simple modernisation technique ; il incarne une démarche proactive visant à renforcer la résilience du barrage, à assurer la sécurité des populations en aval, et à optimiser la gestion des crues dans un contexte climatique en mutation.

L'ancien évacuateur peut évacuer un débit millénial  $650m^3/s$  et le débit millénial calculer et de  $Q = 1104m^3/s$  donc le surplus sera évacué par un évacuateur de type siphon.

### **IV.2.1. Siphons :**

Le débit sur un déversoir de trop-plein est fonction de la hauteur mesurée au-dessus de sa crête. Enceindre la crête et permettre à l'écoulement résultant de s'effectuer complètement peut augmenter de manière significative cette hauteur effective. La hauteur sur le déversoir est alors la différence d'élévation entre la surface du réservoir et la sortie du déversoir. Cependant, l'écoulement près de la crête du déversoir serait alors soumis à une pression négative, c'est-à-dire que le conduit devient un siphon. Toutes les précautions nécessaires doivent être prises pour garantir que le vide est maintenu et qu'il ne devient pas excessif au point de provoquer une cavitation. La pression négative maximale théorique à la crête du déversoir est de 10 m d'eau au niveau de la mer. En tenant compte de la pression de vapeur de l'eau, des pertes dues à la turbulence

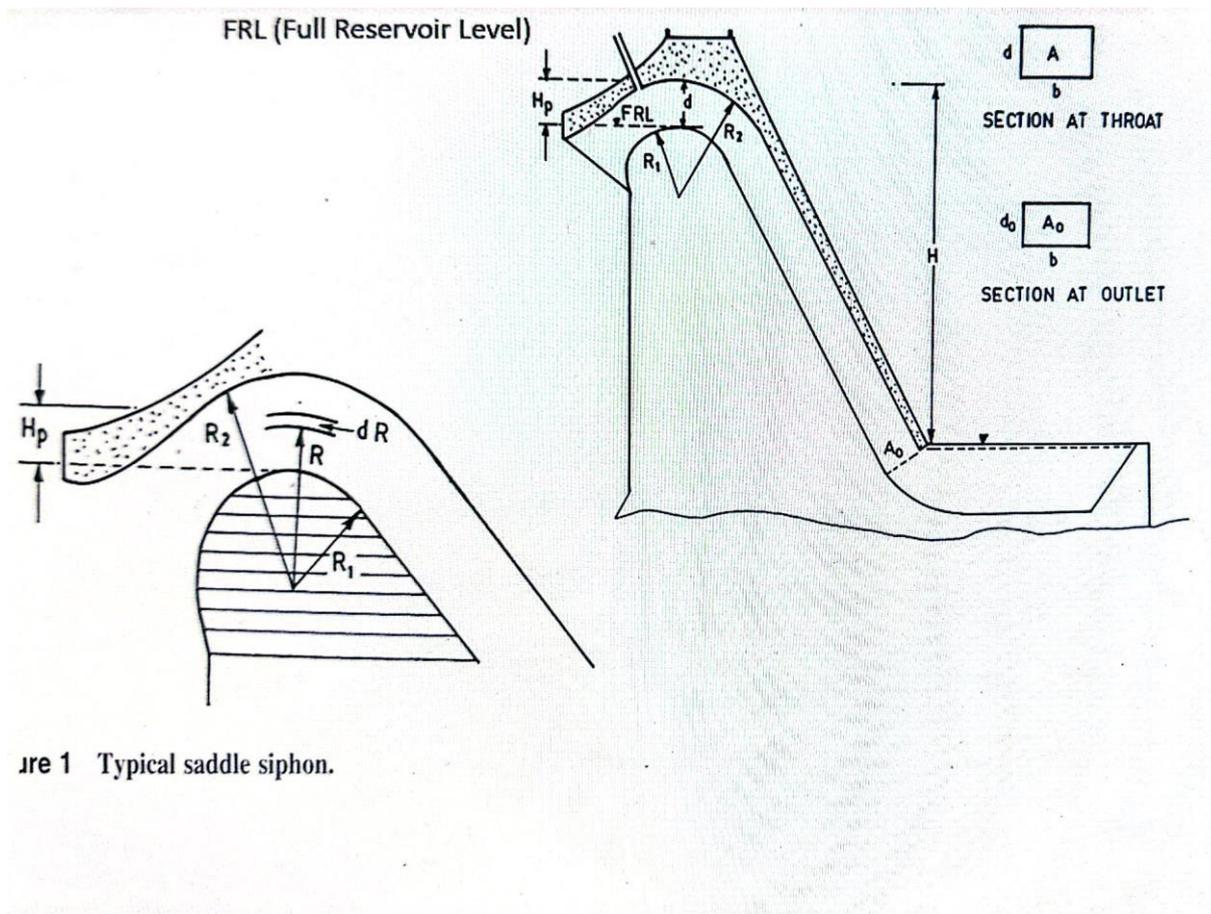


Figure 1 Typical saddle siphon.

Figure IV. 5 : Siphon à prise d'air latérale

➤ Le débit de siphon est donné par :

$$Q = mS\sqrt{2gH} \quad (IV.1)$$

- **m** : Coefficient de débit (0.75-0.85)
- **S** : Surface de la section de sortie
- **H** : La différence entre le plan d'eau amont et le point de la section de sortie à la Pa

#### IV.2.1.1. Les avantages :

- Utilisation de la configuration existante du barrage.
- Capacité d'évacuation accrue sans modification majeure de la structure.
- Coût potentiellement inférieur par rapport à d'autres solutions.

#### IV.2.1.2. La vitesse

➤ vitesse de  $V = \sqrt{2 \times 9.81 \times 7.5}$

$$V_{adm} = 12m/s$$

Lorsque la vitesse de l'eau dans un siphon dépasse une certaine valeur, cela peut entraîner des problèmes tels que la cavitation, des pertes d'énergie excessives, des risques d'abrasion, et d'autres problèmes hydrauliques indésirables. En imposant une limite de vitesse admissible de 12, vous cherchez à éviter ces problèmes et à garantir le bon fonctionnement du siphon.

$$V < V_{Adm} 12m/s$$

Le passage décrit que le flux dans la section de gorge d'un siphon en selle peut être idéalisé comme un vortex libre, de sorte que :

$$R = V_1 R_1 = V_2 R_2 = V_3 R_3 = cste$$

Les indices 1 et 2 font référence aux quantités respectivement au sommet et à la couronne du siphon :

$$V = V_1 \frac{R_1}{R} \quad \text{(IV.3)}$$

#### IV.2.1.3. Calcul de débit

En se référant à la Figure 1, le débit à travers une zone élémentaire  $dA$  formée par une bande  $dR$  et une largeur de gorge  $b$  est donné par

$$Q_A = V_1 \frac{R_1}{V} dA = V_1 \frac{R_1}{R} b \cdot dR$$

$$Q_A = \int_{R_1}^{R_2} V_1 \frac{R_1}{R} b \cdot dR = V_1 R_1 b \int_{R_1}^{R_2} \frac{dR}{R}$$

$$Q_A = V_1 R_1 b \cdot \ln \frac{R_2}{R_1} \quad \text{(IV.4)}$$

- $Q_A$  est le débit,
- $V$  est la vitesse du flux,
- $R$  est le rayon,
- $b$  est la largeur de gorge, et
- $dR$  est une variation élémentaire du rayon.

Par conséquent, puisque la valeur maximale de  $V$  est de 12 m/s

$$\triangleright Q_{\max} = 12 R_1 b \left\{ \ln \frac{R_2}{R_1} \right\}$$

Et que la vitesse moyenne sera :

$$V_a = \frac{Q}{A}$$

Cette vitesse devrait être la même à toutes les sections le long du tube du siphon, à moins qu'il n'y ait une expansion ou une contraction de la section. Cependant, lorsque le siphon fonctionne à pleine capacité, la vitesse est donnée par la tête totale H (du niveau du réservoir jusqu'au niveau de l'eau de sortie ou à la couronne de la section de sortie, selon le cas)

$$V = \mu\sqrt{2gH}$$

- H : différence entre cote
- $\mu$ : coefficient de siphon prenant en compte diverses pertes telles que l'entrée, la friction, la courbure

Si le tube du siphon a une section transversale constante sans constriction ni expansion :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{k}} = \frac{1}{\sqrt{1+k_i+k_f+k_b+\dots}} \quad (\text{IV.6})$$

Où  $k_i$  .etc. sont des coefficients de perte pour l'entrée, la friction, la courbure et la sortie.

Il peut être nécessaire de limiter la hauteur d'une certaine manière pour éviter que V ne dépasse la valeur spécifiée dans l'équation 5. Cela peut être fait soit en augmentant la perte de sortie en resserrant la section de sortie, soit en diminuant la tête totale en élevant l'élévation de la sortie. Lorsque la section de sortie est resserrée, la vitesse de sortie  $V_0$  est donnée par :

$$H = \frac{V_0^2}{2g} + \frac{V_a^2}{2g} (k + k_i + k_f + \dots) \quad (\text{IV.7})$$

Où  $V_a$  est obtenu à partir de l'Équation 5. La surface de sortie requise A peut alors être calculée à partir de  $V_0$ . La procédure ci-dessus peut également être représentée par une seule relation :

$$A_0 = \frac{Q}{V_a} = \frac{AV_a}{V_0} = \frac{A}{\sqrt{\frac{2gH}{V_a^2} - (k+k_f+k_i+\dots)}} \quad (\text{IV.8})$$

Avec :

$$Kf = f \left( \frac{L}{4R} \right)$$

$$R = \frac{A}{P}$$

### IV.3. Dimensionnement de siphon :

On suppose que :

$$L=15\text{m}$$

$$R1=3\text{m}$$

$$R2=6\text{m}$$

$$Va = \mu\sqrt{2gH}$$
$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + Ki + Kb + Kf}}$$

$$Kf = f\left(\frac{L}{4R}\right)$$

$$R = \frac{A}{P}$$

Sous forme rectangle

#### IV.3.1. Calcul de surface

Pour calculer la surface de la section transversale (A) d'un siphon, vous pouvez utiliser la formule de la surface d'un cercle, car la plupart des siphons ont une section transversale circulaire. La formule générale pour la surface d'un cercle est :

$$H= 3\text{m}$$

$$b=8\text{m}$$

$$A = b \times H$$

$$A = 8 \times 3$$

$$A = 24\text{m}$$

#### IV.3.2. Calcul de périmètre

Le périmètre d'un siphon dans un barrage est la longueur totale de la conduite ou du tube du siphon qui transporte l'eau du réservoir vers un point plus bas à l'extérieur de la structure du barrage. Le périmètre est une mesure importante dans la conception et l'analyse d'un siphon, car il peut influencer la résistance hydraulique et la perte de charge le long du conduit.

$$P = (b + H)2$$

$$P = (8 + 3)2$$

$$P = 22\text{m}$$

#### 1. Calcul de rayon

$$R = \frac{A}{P}$$

$$R = \frac{24}{22}$$

$$R = 1.09m$$

## 2. Calcule de coefficient Kf :

$$Kf = f\left(\frac{L}{4R}\right)$$

$$Kf = 0.018 \times \frac{15}{4 \times 1.09} = 0.062$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + 0.062 + 0.12 + 0.75}} = 0.72$$

## 3. Calcule de Vadm :

$$Va = \mu \sqrt{2gh}$$

$$Va = 0.72 \sqrt{2 \times 9.81 \times 30}$$

$$Va = 17.47m/s$$

Donc :

$$Va = \frac{17.47m}{s} > vA = 12$$

Donc n'est pas acceptable.

$$Q_{max} = Va \times S$$

$$Q_{max} = 17.47 \times 8 \times 3$$

$$Q_{max} = 419.48m^3/s$$

On suppose que

$$R_1=5$$

$$R_2=10$$

$$Va = \frac{12R_1}{R_2 - R_1} \ln \frac{R_1}{R_2}$$

$$Va = 8.32m/s$$

Donc le débit que ne doit pas dépassé pour évite la cavitation est :

$$Q = Va \times S$$

$$Q = 8.32 \times 8 \times 3$$

$$Q = 200m^3/s$$

En conclusion, pour évacuer un débit de  $400m^3/s$ , l'utilisation d'un seul siphon de diamètre 3 m et de longueur 15 m n'est pas suffisante, car il peut seulement évacuer un débit maximal de  $200m^3/s$ . Afin de répondre aux exigences de débit, il est nécessaire d'utiliser deux siphons,

chacun capable d'évacuer  $200\text{m}^3/\text{s}$ , pour atteindre le débit total requis de  $400\text{m}^3/\text{s}$ . Cette approche permet de mieux gérer le flux d'eau et d'assurer une évacuation efficace du débit nécessaire.

#### **IV.4. Divergente :**

L'utilisation d'une structure divergente après un siphon est une technique pour gérer l'écoulement d'eau et éviter des problèmes tels que des turbulences ou des cavitations. La divergence de la section conduit généralement à une augmentation de la surface mouillée, réduisant ainsi la vitesse de l'eau.

##### **IV.4.1. Les avantages :**

- **Réduction de la vitesse de l'eau :** La principale fonction d'une divergente est de réduire la vitesse de l'eau. En élargissant la section transversale du flux, la vitesse diminue, ce qui contribue à minimiser les pertes d'énergie et à prévenir la cavitation.
- **Contrôle des turbulences :** Les divergentes bien conçues aident à réduire les turbulences dans le flux d'eau. Les turbulences peuvent entraîner des pertes d'énergie et des problèmes d'usure des structures hydrauliques.
- **Prévention de la cavitation :** La cavitation est un phénomène où la pression de l'eau diminue au point de créer des bulles de vapeur. Ces bulles peuvent imploser et causer des dommages à la structure. Une divergente bien conçue contribue à éviter la cavitation en maintenant une pression uniforme.
- **Évacuation de l'énergie cinétique :** Lorsqu'un flux d'eau à grande vitesse entre dans une zone de plus grande section, l'énergie cinétique est convertie en énergie potentielle. Cela aide à prévenir des problèmes tels que l'érosion du lit du canal.
- **Réduction des risques d'érosion :** En ralentissant le flux d'eau, les divergentes contribuent à réduire les risques d'érosion du lit du canal ou d'autres surfaces en contact avec l'eau.
- **Amélioration de la dissipation d'énergie :** Les divergentes peuvent être utilisées pour dissiper l'énergie excédentaire dans les systèmes hydrauliques, contribuant ainsi à une meilleure gestion de l'eau.
- **Stabilisation du flux :** En élargissant progressivement le flux, les divergentes contribuent à stabiliser le cours de l'eau et à minimiser les variations de débit.
- **Amélioration de l'efficacité hydraulique :** En général, l'utilisation de divergentes bien conçues peut contribuer à une meilleure efficacité hydraulique des structures et systèmes.

La divergente a une largeur  $B_1=8\text{m}$  et à la sortie  $B_2=15\text{m}$

#### IV.5. Calcul de la ligne d'eau :

Les paramètres hydrauliques calculé à la fin du divergente sont considéré comme donnée pour le dimensionnement et le calcul de la ligne d'eau dans le coursier.  $b_2= 15\text{m}$ , ,  $h_n=1.2\text{m}$ ,  $h_c=3.00\text{m}$  et l'écoulement est torrentiel Ces paramètres sont favorable jusqu'au le coursier poursuit jusqu'au l'entrée du bassin de dissipation. Cela veut dire que les paramètres hydrauliques deviennent :

$b_2= 15\text{m}$ , ,  $h_n=1.2\text{m}$ ,  $h_c=3.00\text{m}$

##### IV.5.1. Méthode indirecte d'intégration numérique :

Cette méthode est une solution de l'équation différentielle du mouvement pour les canaux prismatiques, l'équation à résoudre, en considérant  $dQ/dx= 0$ , est:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{(S_0 - S_f)}{(1 - F_r^2)} \quad (\text{IV.9})$$

Avec :

$S_0$  : pente du fond.

$S_f$  : pente de la ligne d'énergie.

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

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{S_0 - (n^2 Q^2)/(A^2 R^{4/3})}{1 - (Q^2 \times B)/(g \times A^3)} \quad (\text{IV.10})$$

On donne des valeurs arbitraires à  $y_i$  et on calcul la distance  $\Delta x$  correspondante aux

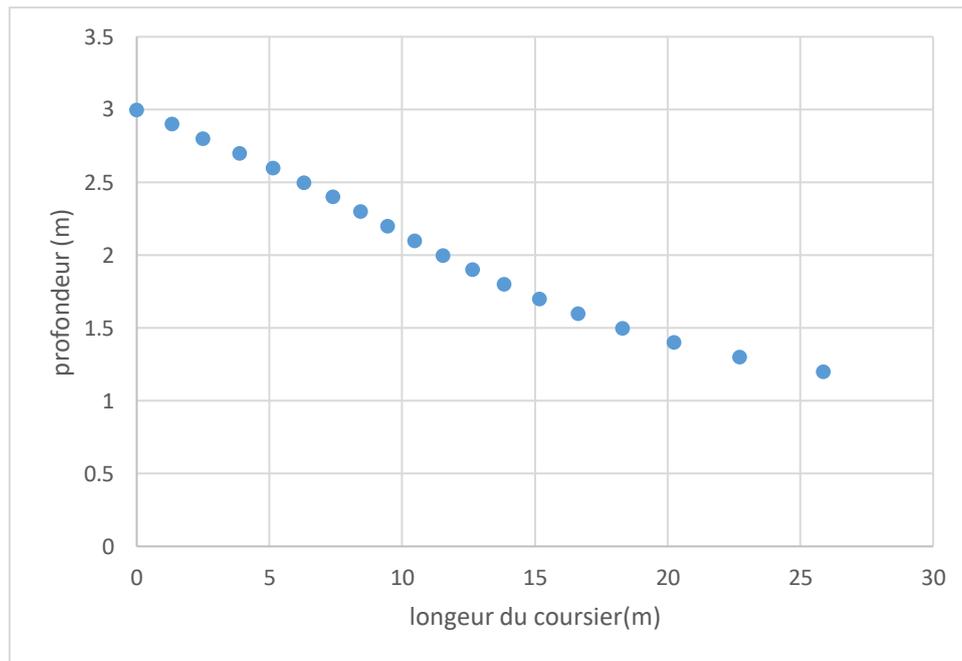
profondeurs  $y_i$ , et on calcul la profondeur moyenne :  $Y_{moy} = \frac{Y_i + Y_{i+1}}{2}$

Cette valeur permet de calculer la section mouillée moyenne et le rayon hydraulique moyen, on calcul à chaque valeur de  $y_i$ , utilisant  $y_{moy}$ , et en l'ajoute à cumulés jusqu'à cette étape si la somme est supérieur à la longueur  $L$ , et on continue avec une valeur de  $y_i' < y_i$  jusqu'à trouver la somme de égal à la longueur  $L$  de coursier.

**Tableau IV. 4 : Calcul de ligne d'eau dans le coursier**

Y	y <sub>moy</sub>	S <sub>moy</sub>	P <sub>moy</sub>	R <sub>moy</sub>	Fr <sup>2</sup>	1-FR <sup>2</sup>	n <sup>2</sup> Q <sup>2</sup> /A <sup>2</sup> R <sup>4/3</sup>	I0-G1	DELTAx	L
3										0
2,9	2,95	23,6	13,900	1,698	2,482	-1,482	0,007	0,223	-1,329	1,329
2,8	2,85	24,225	13,700	1,768	2,295	-1,295	0,006	0,224	-1,157	2,486
2,7	2,75	23,375	13,500	1,731	2,554	-1,554	0,007	0,223	-1,393	3,879
2,6	2,65	23,85	13,300	1,793	2,404	-1,404	0,006	0,224	-1,256	5,135
2,5	2,55	24,225	13,100	1,849	2,295	-1,295	0,006	0,224	-1,155	6,290
2,4	2,45	24,5	12,900	1,899	2,218	-1,218	0,006	0,224	-1,085	7,375
2,3	2,35	24,675	12,700	1,943	2,171	-1,171	0,005	0,225	-1,043	8,418
2,2	2,25	24,75	12,500	1,980	2,152	-1,152	0,005	0,225	-1,024	9,442
2,1	2,15	24,725	12,300	2,010	2,158	-1,158	0,005	0,225	-1,030	10,472
2	2,05	24,6	12,100	2,033	2,191	-1,191	0,005	0,225	-1,059	11,531
1,9	1,95	24,375	11,900	2,048	2,252	-1,252	0,005	0,225	-1,114	12,644
1,8	1,85	24,05	11,700	2,056	2,345	-1,345	0,005	0,225	-1,197	13,841
1,7	1,75	23,625	11,500	2,054	2,474	-1,474	0,005	0,225	-1,312	15,153
1,6	1,65	23,1	11,300	2,044	2,646	-1,646	0,006	0,224	-1,468	16,621
1,5	1,55	22,475	11,100	2,025	2,873	-1,873	0,006	0,224	-1,673	18,294
1,4	1,45	21,75	10,900	1,995	3,170	-2,170	0,007	0,223	-1,943	20,237
1,3	1,35	20,5875	10,700	1,924	3,738	-2,738	0,008	0,222	-2,464	22,701
1,2	1,25	19,375	10,500	1,845	4,485	-3,485	0,009	0,221	-3,157	25,858

$$Q=200m^3/s \quad H_c = 3m \quad Hn = 1.2m \quad i = 0.23$$



**Figure IV. 6 :** Graphique de la ligne d'eau dans le coursier.

**Tableau IV. 5 :** calcul de vitesse

Y (m)	S (m <sup>2</sup> )	R	V(m/s)
3			
2.9	23,6	1,698	8,474576271
2.8	24,225	1,768	8,255933953
2.7	23,375	1,731	8,556149733
2.6	23,85	1,793	8,385744235
2.5	24,225	1,849	8,255933953
2.4	24,5	1,899	8,163265306
2.3	24,675	1,943	8,105369807
2.2	24,75	1,980	8,080808081
2.1	24,725	2,010	8,088978766
2	24,6	2,033	8,130081301
1.9	24,375	2,048	8,205128205
1.8	24,05	2,056	8,316008316
1.7	23,625	2,054	8,465608466
1.6	23,1	2,044	8,658008658
1.5	22,475	2,025	8,898776418
1.4	21,75	1,995	9,195402299
1.3	20,5875	1,924	9,714632665
1.2	19,375	1,845	10,32258065

Donc la vitesse est supérieur a 5 donc on met un coursier a rugosité artificiel

## IV.6. Coursier a rugosité artificielle :

La rugosité artificielle permet de :

Diminuer la vitesse de coulement la longueur du coursier

Améliorer les conditions de conjugaison des biefs et donne la possibilité de passage de régime torrentielle dans les coursiers aux régime fluviale a l'aval

### IV.6.1.Type de rugosité artificielle :

Rugosité en mono zigzag

Rugosité en double zigzag

Rugosité en traverse normal ou arrondies

Rugosité a redans le long de l'écoulement

Rugosité de bord sous forme de poutres normal

Rugosité combinée

### IV.6.2.Rugosité en double zigzag :

Pour l'établissement des caractéristiques de rugosité on introduit la notion de rugosité spécifique

$$C = \frac{R^{1/6}}{n} \quad \text{tq} \quad K = \frac{1}{C}$$
$$K = \frac{\sqrt{RI}}{V_{adm}} \quad \text{(IV.11)}$$

Le rapport de la profondeur d'eau au dessus des dents de rugosité sur la hauteur de dent de rugosité est :

$$K_1 = \frac{h}{h_1}$$

Le rapport de la largeur du coursier canal rectangulaire b sur la hauteur d'eau au-dessus des dents de rugosité h est :

$$K_2 = \frac{b}{h}$$

Pour la détermination de la rugosité spécifique les formules établies ainsi leur limite d'utilisation sont en fonction de  $K_1$  et  $K_2$  :

Dans le cas de rugosité a double zigzag :

$$1000K = 115.1 - 6.1K_1 - 1.2K_2 \quad \text{(IV.12)}$$

Cette formule recommande pour une pente de coursier de  $i > 0.15$

La distance entre les redus de rugosité  $l = 8 \times h_1$

Pour d'autres pentes du coursier la rugosité spécifique  $K_i$  et par la rugosité spécifique correspondante à  $i > 0.15$

**Tableau IV. 6 :**

I	0.04	0.07	0.1	>0.15
$K_1/K$	0.75	0.85	0.93	1

Donc  $\frac{K_1}{K} = 1$

Et  $V_{adm} = 5m/s$

**1. Calcul de rugosité spécifique :**

$$V_{adm} = C\sqrt{RI}$$

$$C = \frac{R^{1/6}}{n} \quad K = \frac{1}{C}$$

$$C = \frac{V_{adm}}{\sqrt{RI}}$$

$$K = \frac{\sqrt{RI}}{V_{adm}}$$

**2. Calcul de débit spécifique :**

$$q = \frac{Q}{B} = \frac{200}{12}$$

$$q = 16.66m^2/s$$

**3. Calcul de la hauteur :**

$$h = \frac{q}{V_{adm}}$$

$$h = \frac{16.66}{5} = 3.33m$$

**4. Calcul de la surface :**

$$S = B \times h$$

$$S = 12 \times 3.33 = 39.36m^2$$

## 5. Calcule de périmètre :

$$P = B + 2 \times h$$

$$P = 12 + 2 \times 3.33 = 18.66m$$

$$R = \frac{S}{P}$$

$$R = \frac{39.90}{18.66} = 2.14m$$

$$K = \frac{\sqrt{Ri}}{5}$$

$$K = \frac{\sqrt{2.14 \times 0.23}}{5} = 0.31$$

$$K_2 = \frac{b}{h}$$

$$K_2 = \frac{12}{3.33} = 3.60$$

$$K_1 = \frac{h}{h_1}$$

On remplace dans l'équation pour trouver  $K_1$

$$1000K = 115.1 - 6.1K_1 - 1.2K_2$$

$$K_1 = 32.65$$

$$K_1 = \frac{h}{h_1}$$

Donc

$$h_1 = \frac{h}{K_1} = \frac{3.33}{32.65}$$

$$h_1 = 0.10m$$

Alors :

$$L = 8 \times h_1$$

$$L = 0.8m$$

Donc la vitesse et  $V_{adm} \leq 5$  et  $h_1 = 0.10m$  et  $L=0.8$

Donc la vitesse dégrader de 11.11 jusque  $<5$

✓ **Détermination de la hauteur des murs bajoyers:**

Les hauteurs des murs bajoyers sont déterminées comme suit :

$$H_{\text{baj}}=H+R$$

Avec :

**R** : Revanche (m).

$$R=0.06+0.05*V*H^{(1/3)} \quad \text{(IV.13)}$$

Et d'après la ligne d'eau les hauteurs des murs varient dans chaque tronçon de coursier en fonction de la profondeur d'eau et la vitesse de l'écoulement.

Le calcul des hauteurs des murs sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau IV. 7** : Hauteur des murs bajoyers dans le coursier.

<b>H (m)</b>	<b>L (m)</b>	<b>V(m/s)</b>	<b>R</b>	<b>H<sub>barrage</sub>(m)</b>
3	0,00			
2,9	1,329	8,475	0,664	3,564
2,8	2,486	8,256	0,642	3,442
2,7	3,879	8,556	0,656	3,356
2,6	5,135	8,386	0,637	3,237
2,5	6,290	8,256	0,620	3,120
2,4	7,375	8,163	0,606	3,006
2,3	8,418	8,105	0,595	2,895
2,2	9,442	8,081	0,585	2,785
2,1	10,472	8,089	0,578	2,678
2	11,531	8,130	0,572	2,572
1,9	12,644	8,205	0,568	2,468
1,8	13,841	8,316	0,566	2,366
1,7	15,153	8,466	0,565	2,265
1,6	16,621	8,658	0,566	2,166
1,5	18,294	8,899	0,569	2,069
1,4	20,237	9,195	0,574	1,974
1,3	22,701	9,715	0,590	1,890
1,2	26,000	10,323	0,608	1,808

### **IV.7. Bassin de dissipation**

L'écoulement d'eau dans le coursier jusqu'au niveau de pied du barrage atteint souvent une vitesse très élevée, ce débit à haute vitesse peut endommager, par son importante quantité d'énergie cinétique le lit naturel de la rivière, la seule manière de contrôler l'écoulement à haute vitesse est de dissiper une partie de l'énergie mécanique et d'obtenir avec le bassin de dissipation un écoulement à vitesse convenable dans le lit de la rivière.

D'après les tests réalisés par l'USBR « The Bureau of Reclamation » : le bassin de dissipation le plus favorable dépend du type de ressaut.

**Tableau IV. 8 : Le nombre de froude**

Fourchette du nombre de Froude	Type de ressaut hydraulique
$1 \leq F_r \leq 1.7$	Ressaut ondulé
$1.7 \leq F_r \leq 2.5$	Ressaut faible de petites apparitions en surface
$2.5 \leq F_r \leq 4.5$	Ressaut oscillant
$4.5 \leq F_r \leq 9$	Ressaut stable
$F_r \geq 9$	Ressaut fort (écoulement très turbulent)

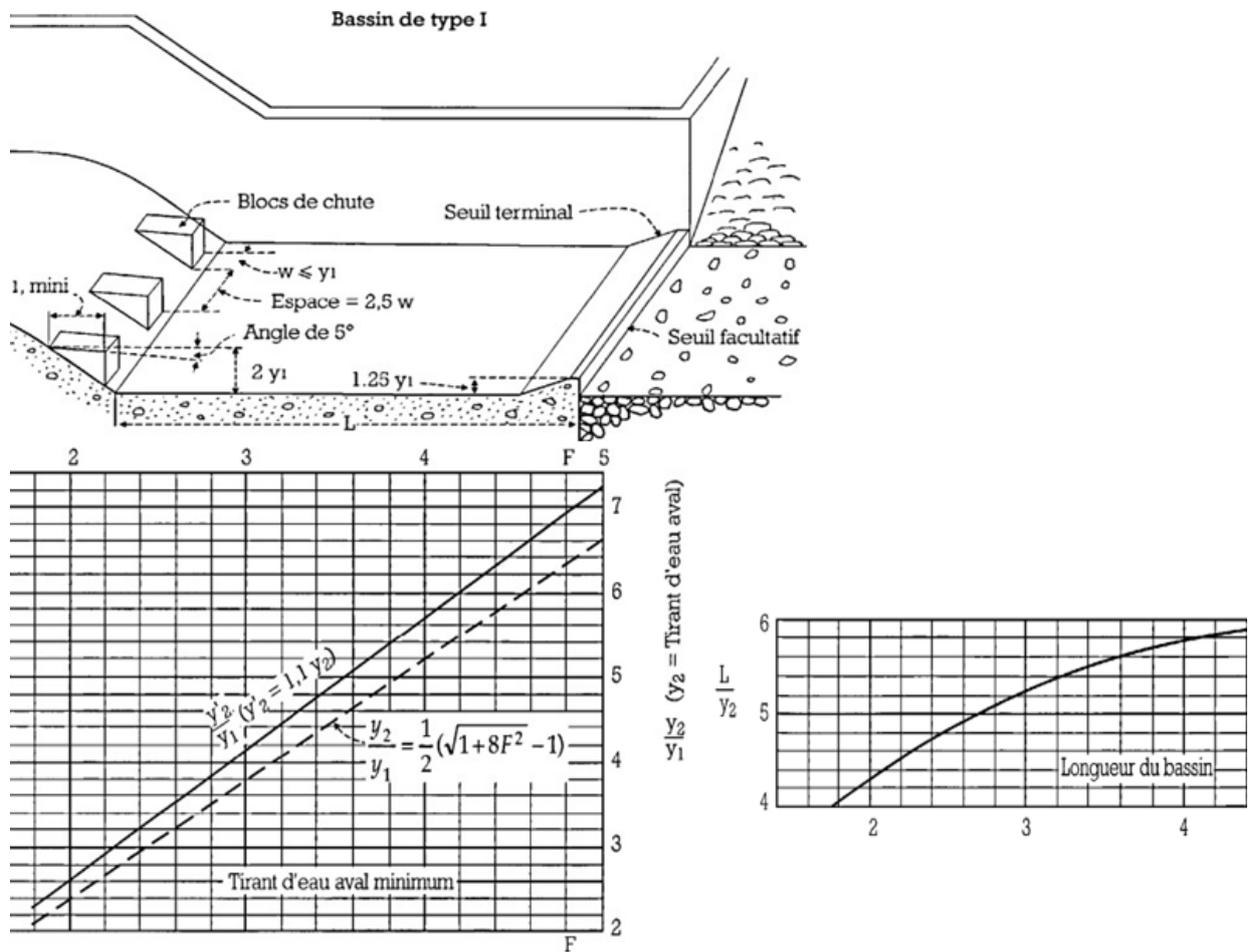
**IV.7.1. Calcule le nombre de Froude :**

$$F_{r1} = \frac{V_1}{\sqrt{gy_1}} = \frac{q}{y_1 \sqrt{gy_1}} \quad (\text{IV.14})$$

$$F_{r1} = \frac{13.33}{1.2 \sqrt{9.81 \times 1.2}}$$

$$F_{r1} = 2.29$$

Donc  $2.5 \leq F_r \leq 4.5$  don bassin de type 1



**Figure IV. 7 : Bassin de dissipation USBR type (I)**

D'après les abaques  $\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1+8F^2} - 1)$  on trouve que :

$$y_2 = 4m$$

Et

$$\frac{L}{y_2} = 5$$

Donc :  $L=20m$

Avec :

- $y_1$ : tirant d'eau avant le ressaut.
- $y_2$ : tirant d'eau après le ressaut.
- $L$  : longueur de bassin de dissipation.

#### IV.7.2. Dimensionnement des blocs de chute :

Il est nécessaire d'identifier initialement les profondeurs conjuguées, la hauteur du bloc chicane, la hauteur du seuil, et la longueur du bassin afin de les utiliser dans le processus de dimensionnement des blocs chicanes. Cette utilisation implique la projection de la valeur du nombre de Froude sur l'abaque correspondant.

On a:

$$y_1 = 1.2m;$$

Donc:

$$W_1 = y_1 = 1.2m$$

Et  $S_1 = 2.5 \times 1.2$

$$S_1 = 3$$

Et  $h_3 = 2 \times y_1$

$$h_3 = 2.4m$$

- $W_1$ : L'épaisseur du bloc de chute,
- $S_1$ : L'espacement entre deux blocs de chutes successives,
- $h_3$ : La hauteur du bloc de chute

#### IV.7.3. Hauteur de seuil terminal :

$$h_4 = 1.25 \times y_1$$

$$h_4 = 1.5m$$

## **Conclusion :**

Le choix de deux siphons indépendants semble être une solution viable pour augmenter la capacité d'évacuation de crue du barrage de HAMIZ sans nécessiter une modification majeure de la structure existante. Cependant, des études détaillées de conception, des simulations hydrauliques et une évaluation approfondie des coûts sont nécessaires pour valider cette option. La sécurité et l'efficacité de l'évacuateur de crue doivent être garanties pour assurer la protection adéquate contre les crues exceptionnelles.

**Chapitre V**  
**Etude génie civil**

## Introduction :

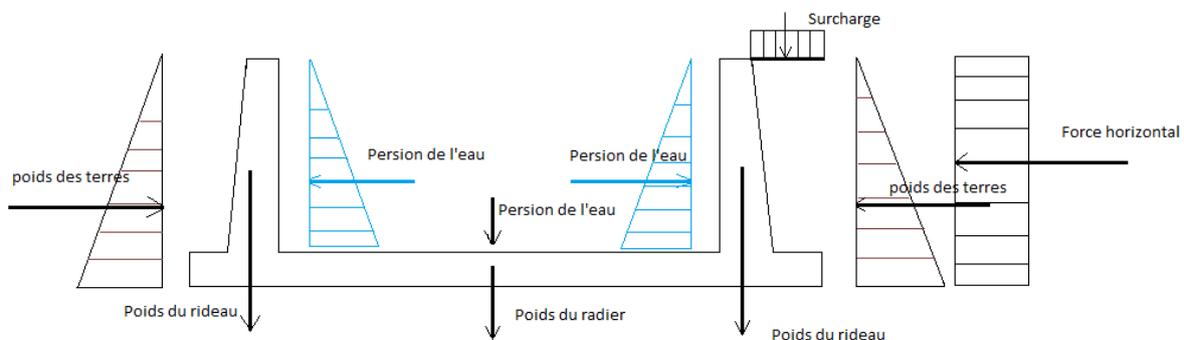
Le génie civil, en tant que discipline fondamentale de l'ingénierie, trouve son application la plus imposante et emblématique dans la conception et la construction des barrages. Ces ouvrages hydrauliques, souvent majestueux par leur envergure, incarnent l'union délicate entre la puissance de la nature et l'ingéniosité humaine. L'étude génie civil d'un barrage représente une plongée immersive dans les aspects structurels, hydrauliques et environnementaux de cette œuvre d'ingénierie essentielle.

### V.1. Etude de stabilité :

Il est impératif d'effectuer le calcul de stabilité dans le processus de dimensionnement des éléments de l'évacuateur de crue. Cette étape est essentielle pour garantir que la structure soit robuste face à diverses charges et qu'elle satisfasse aux critères de stabilité en termes de renversement, de glissement et de poinçonnement. En réalisant cette analyse, on obtient les dimensions adéquates nécessaires à la résistance optimale de l'évacuateur dans des conditions opérationnelles variées.

#### V.1.1. Stabilité des murs bajoyers :

La stabilité d'un mur de soutènement est cruciale pour assurer sa durabilité et sa sécurité. Plusieurs facteurs peuvent influencer la stabilité d'un mur de soutènement



**Figure V. 1:** Les forces agissantes sur le mur des bajoyers

$H = 4 \text{ m.}$

$B_1$  (semelle arrière gauche et droite) On prend  $B_1 = 1.50 \text{ m}$

$B_2$  (semelle avant) = 30 m.

Les épaisseurs des murs :

$e_1 = H/10 = 40 \text{ cm.}$

$e_2 = 15 \text{ à } 30 \text{ cm ; on prend : } e_2 = 20 \text{ cm.}$

**Calcul des forces :****Forces verticales :**

Poids de radie :

$$P_s = \delta_b \times S_s \times l = 8.76t$$

Poids de rideau :

$$P_r = \gamma_B \times S_r \times l = 3.08t$$

Poids des terres :

$$P_t = \gamma_t \times S_t \times l = 7.06t$$

Poids de surcharge:

$$P_{sr} = S_{sr} \times l_s$$

Avec:

**Sr** : surcharge ;

$$S_r = 1.1 \text{ t/m}^2$$

AN :  $P_{sr} = 1.1 \text{ t}$ .**Forces horizontales :**

• Poussée de l'eau :

$$F_w = \gamma_w \times S_w \times l$$

• Poussée des terres :

$$F_t = A_p \times \gamma_t \times S_t \times l$$

Avec :

$$A_p = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \text{ et } \varphi = 20$$

$$\text{Donc } A_p = 0.5$$

**H** : hauteur des terres =  $4 + 0,5 = 4.5 \text{ m}$ AN :  $F_t = 6.4 \text{ t}$ 

Poussée des surcharges:

$$F_{sr} = A_p \times S_r \times H$$

Avec :

$$S_r = 1,1 \text{ t/m}^2$$

AN :  $F_{sr} = 1.6 \text{ t}$ .

Nous allons faire le calcul pour le cas e plus défavorable, c'est à dire canal vide.

**Stabilité au renversement :**

$$M_s = Pr * 1.13 + Ps * 3.65 + P_{sr} * 0.55 + Pt * 0.49$$

$$M_s = 39.52 \text{ t.m}$$

$$M_r = Ft.H/3 + F_{sr}.H/2$$

$$M_r = 11.73 \text{ t.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = 3.36 > 1.5$$

Donc la stabilité au renversement est vérifiée.

**Stabilité au glissement :**

$$\frac{\tan\theta \cdot \sum \text{Forces verticale} + c \cdot s}{\sum \text{Forces horizontal}}$$

Pour que l'ouvrage soit stable au glissement :

$$F_H / F_V < f = 0.8$$

Avec :

**f**: Coefficient de frottement du béton sur sol .

**F<sub>H</sub>** : Force favorisant le glissement

**F<sub>V</sub>** : Force empêchant le glissement

Dans notre cas, on a :

$$F_H = Ft + F_{sr} = 6.4 + 1.16 = 8 \text{ t}$$

$$F_V = Pr + Ps + P_{sr} + Pt = 3.08 + 8.76 + 1.1 + 7.06 = 20 \text{ t}$$

$$F_H = 8 \text{ t}$$

$$F_V = 20 \text{ t}$$

$$F_H / F_V = 0.4 < 0.8$$

Alors la stabilité au glissement est vérifiée

Alors : de point de vue glissement le mure est stable.

**Stabilité au poinçonnement :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{100\beta} + \frac{6M_G}{100\beta^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{100\beta} - \frac{6M_G}{100\beta^2}$$

$$\beta = 4.5 \text{ m,}$$

$$N = 200 \text{ KN}$$

$$MG = 3.08 * 1.86 + 7.06 * 3.88 + 1.1 * 3.75 - 8.76 * 0.65 - 1.6 * 1.23 - 6.4 * 0.564 = 25.48 \text{ t.m}$$

$$\sigma_1 = 0.51 \text{ bar et } \sigma_2 = 0.37 \text{ bar } \sigma \ll 150 \text{ bar.}$$

Alors la stabilité du mur bayer au poinçonnement est vérifiée.

N.B : Puisque la stabilité du mur de bajoyers est vérifiée vis-à-vis le renversement, le poinçonnement et le glissement, on maintient les dimensions choisies.

### V.1.2. Stabilité du bassin de dissipation :

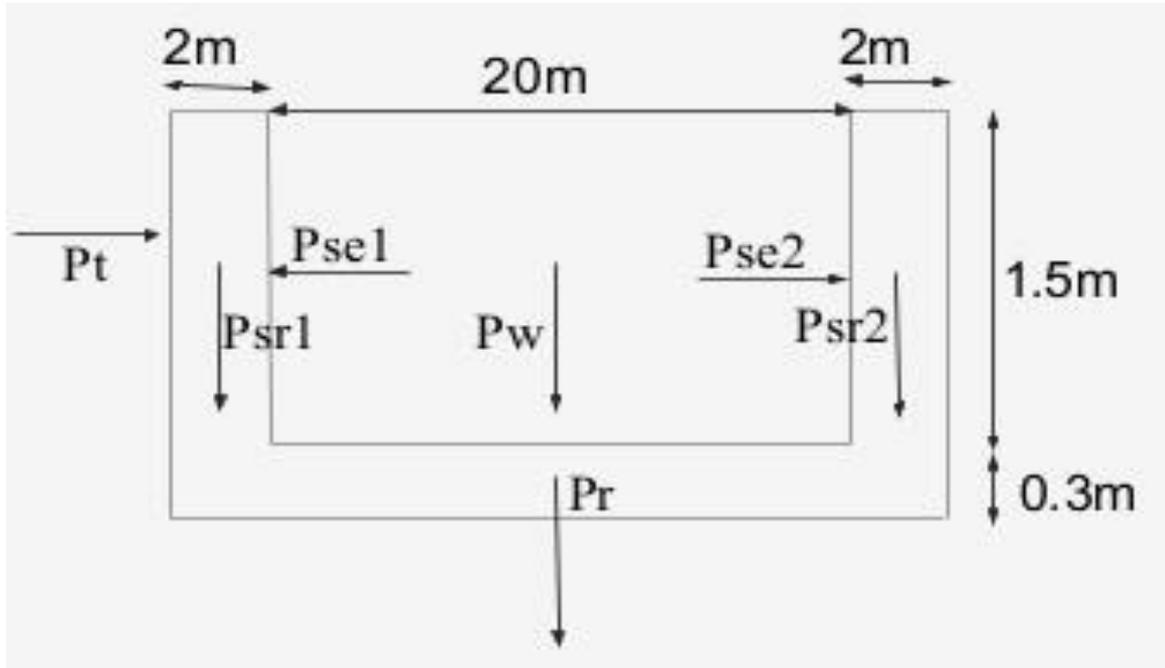


Figure IV. 2 : Les forces agissantes sur le bassin d dissipation

#### Forces verticales :

Poids de radie :

$$P_s = \gamma_B \times S_s \times l = 2.4 \times 0.42 \times 1 = 1.008t$$

Poids de rideau :

$$P_r = \gamma_B \times S_r \times l = 2.4 \times 9.6 \times 1 = 23.04t$$

Poids de l'eau :

$$P_w = \gamma_w \times S_w \times l = 1 \times 28 \times 1 = 28t$$

Poids des terres :

$$P_t = \gamma_t \times S_t = 1.15 \times 7.81 \times 1 = 8.98t$$

#### Forces horizontales :

• Poussée de l'eau :

$$F_w = \gamma_w \times S_w \times l = 1 \times 3.28 \times 1 = 3.77t$$

- Poussée des terres :

$$F_r = A_p \times \gamma_t \times S_t \times l = 0.33 \times 1.15 \times 7.81 \times 1 = 2.96 \text{ t}$$

### Stabilité au renversement :

$$M_s = P_r \cdot 12 + P_s \cdot 0.15 + P_s \cdot 23.85 + P_w \cdot 12 + F_w \cdot 0.866$$

$$M_s = 639.93 \text{ t.m}$$

$$M_r = F_r \cdot 0.866 + F_w \cdot 0.9$$

$$M_r = 5.92 \text{ t.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = 108.1$$

Donc la stabilité au renversement est vérifiée.

### Stabilité au glissement :

Dans notre cas, on a :

$$F_H = F_w + F_r = 13.46 \text{ t}$$

$$F_V = P_r + P_s + P_{sr} + P_w = 53.056 \text{ t}$$

$$F_H/F_V = 0.25 < 0.8$$

Alors la stabilité au glissement est vérifiée

### Stabilité au poinçonnement :

$$\sigma_1 = \frac{N}{100\beta} + \frac{6M_G}{100\beta^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{100\beta} - \frac{6M_G}{100\beta^2}$$

$$\beta = 4.5 \text{ m,}$$

$$N = 530.56 \text{ KN}$$

$$M_G = 3.77 \cdot 0.5916 + 2.92 \cdot 0.625 = 1.414 \text{ t.m}$$

$$\sigma_1 = 1.1818 \text{ bar et } \sigma_2 = 1.1728 \text{ bar } \sigma \ll 150 \text{ bar.}$$

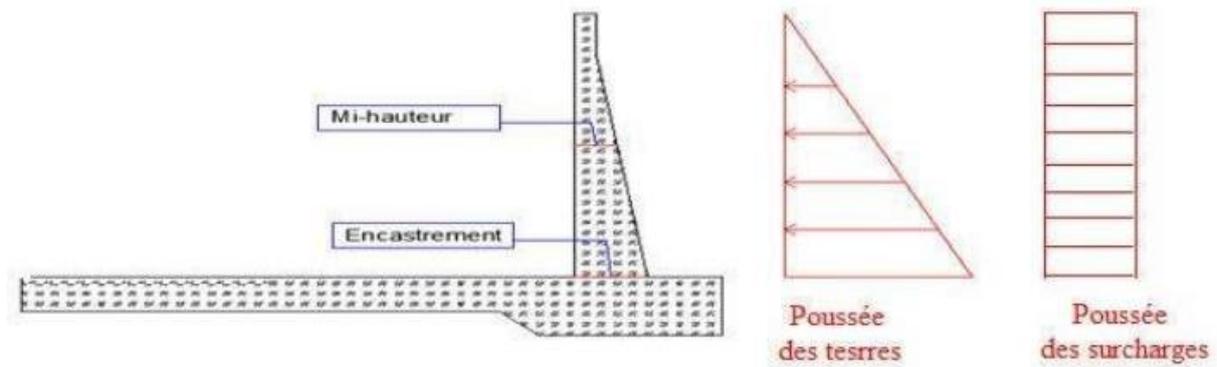
Alors la stabilité du bassin de dissipation au poinçonnement est vérifiée.

N.B : Puisque la stabilité du bassin de dissipation est vérifiée vis-à-vis le renversement, le poinçonnement et le glissement, on maintient les dimensions choisis.

## V.2. Calcul de ferrailage :

### V.2.1. Ferrailage de rideau de coursier :

Le rideau est calculé comme une console encastrée dans la semelle, sur lequel s'exercent deux poussées, celles des terres et celles des surcharges.



**Figure V. 2 :** Calcul de ferrailage du coursier

### V.2.2. Calcul des moments à l'encastrement :

#### Poussée des terres :

$$M_t = 1,35 * F_t * (H/3)$$

$$M_t = 1,35 * 3,77 * (4/3) = 12,79 \text{ t.m.}$$

#### Poussée des surcharges :

$$M_{sr} = 1,5 * F_{sr} * (H/2)$$

$$M_{sr} = 1,5 * 1,1 * (4/2) = 3,3 \text{ t.m.}$$

(1,35 : Coefficient de pondération pour les charges permanentes).

(1,5 : Coefficient de pondération pour les charges supplémentaires).

$$M_e = M_t + M_{sr}$$

$$M_e = 21,17 \text{ t.m}$$

#### Calcul des aciers :

on commence par le calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M_e}{\sigma_{bc} * b * d^2}$$

Avec

$\sigma_{bc}$  : Contrainte admissible de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA et } \gamma_b = 1,5$$

Dans le cas courant, ce qui donne  $\sigma_{bc} = 142 \text{ bar}$

**Me** : Le moment total à l'encastrement.

**b** ; largeur de la section ; b=100cm.

**e** : l'enrobage ; e = 3 cm.

**d** : hauteur de la section ; d=h-e=44 – 3 = 41 cm

**Calcul à l'encastrement :**

$$\mu = \frac{21.17 \cdot 10^5}{142 \cdot 100 \cdot 41^2} = 0.088$$

Vérification de l'existence des aciers comprimés :

$$\mu_l = 0.8\alpha_l - 0.32\alpha_l$$

Avec :

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{1000 * \varepsilon_1 * 3.5}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s}$$

$E_s = 2.106$  bar (élasticité du béton),

On choisit des aciers de nuance FeE 400, donc :  $f_e = 4000$  bar,

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité pour les aciers = 1,15.

Alors :

$$\mu_l = 0,8 * 0,668 - 0,32 * 0,668 = 0.392$$

On a  $\mu < \mu_l$  Donc pas d'acier comprimé.

$\mu < 0,186$  on est dans le pivot A (voir annexe IV diagramme de ferrailage)

**Section d'aciers :**

$$A_s = \frac{M_e}{\beta * d * \sigma_s}$$

$$\sigma_s = f_e \gamma_s = 4000 \cdot 1.15 = 3478.26 \text{ bar.}$$

(Contrainte maximale de l'allongement de l'acier)

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.115$$

On est dans le pivot A

$$\beta = 1 - 0,4 * \alpha = 0,954$$

$$d = 41 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{21.17 \cdot 10^5}{0.954 \cdot 41 \cdot 3478.26} = 15.56 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 2003 : Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est de 0,5% de la section du béton en toute section

$$A_{S_{\min}} = 0,5\%(100 \times 44) = 22 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_s \text{ calculé}, A_{S_{\min}}) = 22 \text{ cm}^2$$

Selon le tableau dans l'annexe On choisit 7 barres de diamètre de 20 mm, espacement 50 cm

### V.2.3. Ferrailage de la semelle de coursier :

La semelle est soumise aux charges dues au poids des terres, poids de radier, son propre poids, et les réactions de sol. Nous considérons les deux parties AB et CD des consoles encastrent respectivement aux points P et N.

Contrainte de la semelle

$$\sigma_s = \frac{1.35 * P_s}{100 * B}$$

$$\sigma_s = 0.864 \text{ Kg/cm}^2$$

B : la longueur de la base de la semelle en cm.

Contrainte de rideau, des terres et des surcharges

$$\sigma_{r,t,se} = \frac{1.35(P_t + P_r) + 1.5 * P_{sr}}{100 * B_1}$$

$$\sigma_{r,t,se} = 1.2386 \text{ Kg/cm}^2$$

Contraintes de sol

$$\sigma_{1.2} = \frac{1.35(P_t + P_r + P_s) + 1.5 * P_{sr}}{100 * B} \pm \frac{6 * M_G}{100 * B^2}$$

Avec :

**MG** : moment /G des forces verticales + moment /G des forces horizontales (avec l'application de coefficient de pondération) ;

**G** : centre de la partie inférieure de la semelle.

Donc :

$$MG = 1.35 (Pr * 0,92 + Pt * 1,66 - Ft * 1,636) + 1.5 (Psr * 1,66 - Fsr * 2,455)$$

$$MG = 1.35 (3,70 * 0,92 + 8,84 * 1,66 - 6,823 * 1,636) + 1.5 (1,1 * 1,66 - 1,79 * 2,455)$$

$$MG = 5,48 \text{ t.m}$$

Alors :

$$\sigma_1 = 1,439 \text{ Kg cm}^2 / \sigma_2 = 1,11 \text{ Kg cm}^2 /$$

Au point A :

$$\sigma_A = -0,984 \text{ kg/cm}^2$$

Au point B :

$$\sigma_B = -1,203 \text{ kg/cm}^2$$

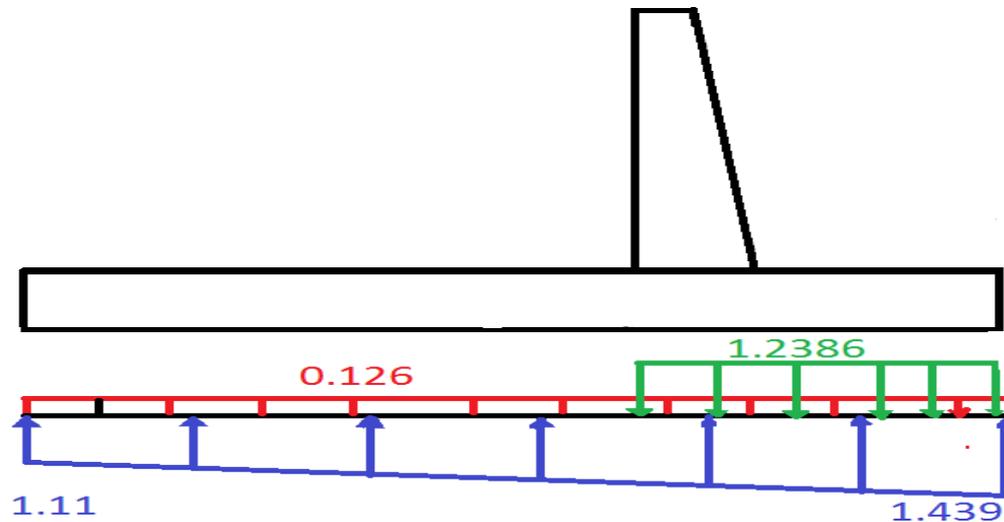
(le signe - signifie la direction vers le haut)

Au point C :

$$\sigma_C = 3.1 \cdot 10^{-3} \text{ kg/cm}^2$$

Au point D :

$$\sigma_D = -0,0744 \text{ kg/cm}^2$$



**Figure 41** : Diagramme des contraintes de la semelle du mur de bajoyer

**Partie AB :**

Le consol AB ferrailé avec le moment MB en flexion simple.

Moment à l'encastrement :

$$M_B = S\sigma \cdot xG1 \cdot 1 \text{ ml} = 27.33 \cdot 1.20 \cdot 1 = 32.796 \text{ t.m}$$

$S\sigma$  : Aire du diagramme résultant = 27.33 t/m<sup>2</sup>

Section à l'encastrement : - b = 100cm.

$$- e = 3\text{cm},$$

$$- d = h - e = 50 - 3 = 47 \text{ cm}.$$

$$\mu = \frac{M_e}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2}$$

$\mu < \mu_l$  pas d'acier comprimés, on est dans le pivot A

$$A_s = \frac{M_e}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{4000}{1.15} = 3478.26 \text{ bar}$$

(Contrainte maximale de l'allongement de l'acier)

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.137$$

On est dans le pivot A

$$\beta = 1 - 0,4 * \alpha = 0,945$$

$$d = 47 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{32.796 * 10^5}{0.945 * 47 * 3478.26} = 21.22 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 2003 : Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est de 0,5% de la section du béton en toute section

$$A_{s_{\min}} = 0,5\% (100 * 0.5) = 25 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_s \text{ calculé}, A_{s_{\min}}) = 25 \text{ cm}^2$$

On choisit 7 barres de diamètre de 25 mm, espacement = 15 cm

### Partie CD :

Le consol CD ferrailé avec le moment MC en flexion simple.

### Moment à l'encastrement :

$$MC = S\sigma * xG2 * 1 \text{ ml} = 0,39 * 0,7 * 1 = 0.273 \text{ t.m}$$

**Sσ** : Aire du diagramme résultant = 0,39 t

Section à l'encastrement : - b = 100cm.

$$- e = 3 \text{ cm},$$

$$- d = h - e = 50 - 3 = 47 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_e}{\sigma_{bc} * b * d^2}$$

$\mu < \mu_l$  pas d'acier comprimés, on est dans le pivot A

$$A_s = \frac{M_e}{\beta * d * \sigma_s}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{4000}{1.15} = 3478.26 \text{ bar} .$$

(Contrainte maximale de l'allongement de l'acier)

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.137$$

On est dans le pivot A

$$\beta = 1 - 0,4 * \alpha = 0,945$$

$$d = 47 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{32.796 * 10^5}{0.945 * 47 * 3478.26} = 21.22 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 2003 : Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est de 0,5% de la section du béton en toute section

$$A_{s_{\min}} = 0,5\%(100 \cdot 0.5) = 25 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_s \text{ calculé}, A_{s_{\min}}) = 25 \text{ cm}^2$$

On choisit 7 barres de diamètre de 25 mm, espacement = 15 cm

# **Chapitre VI**

## **Organisation de chantier**

## **Introduction :**

L'organisation du chantier est une composante cruciale de la gestion de tout projet de construction. Elle englobe la planification, la coordination et la supervision des différentes activités nécessaires à la réalisation d'un ouvrage, que ce soit la construction d'un bâtiment, d'une infrastructure routière, ou tout autre projet de génie civil. Une organisation efficace du chantier contribue à optimiser les ressources, à respecter les délais et les budgets, et à assurer la sécurité sur le lieu de travail.

La première étape dans l'organisation du chantier consiste généralement à élaborer un plan détaillé qui prend en compte tous les aspects du projet. Cela inclut la définition des tâches à accomplir, l'estimation des ressources nécessaires, la planification des délais et la gestion des risques potentiels. Ce plan sert de guide tout au long de la réalisation du projet et est constamment mis à jour pour s'adapter aux éventuels changements ou imprévus.

La coordination des différentes équipes et parties prenantes est un élément clé de l'organisation du chantier. Cela implique de définir clairement les responsabilités de chacun, de mettre en place des canaux de communication efficaces et de s'assurer que toutes les équipes travaillent de manière collaborative. La gestion des sous-traitants, des fournisseurs et des différentes phases du projet est également cruciale pour maintenir la cohérence et l'efficacité.

La supervision quotidienne du chantier est assurée par un chef de chantier ou un conducteur de travaux. Ces responsables veillent à ce que les travaux soient effectués conformément au plan, aux normes de qualité et aux réglementations en vigueur. Ils gèrent les équipes sur le terrain, résolvent les problèmes qui surviennent et assurent le suivi des progrès réalisés.

### **VI.1. Organisation technique et données préparatoires**

Les étapes fondamentales de la préparation technique pour la construction débutent par la création des documents qui autorisent l'organisme à entreprendre les travaux. La phase de préparation technique se déroule comme suit :

- **Phase de Préparation :** Durant cette période, l'accent est mis sur l'établissement de l'ordre chronologique et de la cadence pour la réalisation des travaux, en prenant en compte les exigences de qualité et de quantité.
- **Approvisionnement en Matériaux de Construction :** Cette étape implique la planification minutieuse de l'approvisionnement en matériaux de construction, en prenant en considération à la fois le lieu et la qualité nécessaires pour le chantier.

### **VI.1.1. Travaux préparatoires et installation de l'entreprise**

La mise en place d'un chantier requiert un vaste espace, permettant d'aménager différentes zones de stockage et des voies de circulation pour les engins, suivie par une occupation graduelle de ces espaces par les locaux, les engins et les postes de travail fixes. On peut identifier les installations suivantes :

### **VI.1.2. Installations destinées au personnel**

En générale, sont les dortoirs ; les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier...etc.

### **VI.1.3. Installations destinées au stockage des matériaux**

Pour les ciments nous utilisons soit, des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal. Les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et la faciliter de dosage du béton, et les aciers dans des baraquements, hangars... etc.

### **VI.1.4. Installations destinées à la réparation des engins**

Typiquement, les réparations majeures ne sont pas effectuées directement sur le chantier. Cependant, il est crucial de disposer d'un atelier bien équipé pour s'occuper des opérations d'entretien courant et des réparations d'urgence des divers équipements.

### **VI.1.5. Installation destinée pour la préfabrication**

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites...etc.

## **VI.2. Travaux de réalisation**

### **VI.2.1. Travaux de terrassements**

Pour exécuter les travaux de terrassement de manière optimale, il est indispensable d'établir une équation équilibrée des masses volumiques, en privilégiant des méthodes économiques pour la distribution et le déplacement des matériaux de construction sur le chantier, tout en tenant compte des caractéristiques techniques des engins mécaniques.

### **VI.2.2. Travaux d'excavations**

Les diverses tâches d'excavation doivent être exécutées conformément aux informations fournies dans les plans du dossier et le programme global des travaux. Ces activités incluent le décapage de la terre végétale sur les emplacements de la digue, de l'évacuateur de crues et des zones d'emprunt. Les matériaux excavés seront ensuite transportés vers une décharge située dans une zone stable, sans impact sur la progression ni le régime des travaux..

### **VI.2.3. Travaux de pose d'un siphon :**

La réalisation de travaux pour la pose d'un siphon en béton dans un barrage implique l'utilisation de matériaux spécifiques et d'engins appropriés.

Les travaux de pose d'un siphon en béton dans un barrage nécessitent l'utilisation de matériaux dédiés et d'engins appropriés sur le chantier.

### **VI.2.4. Travaux secondaires**

Cela consiste au travail dont le besoin est de pouvoir exploiter tous les ouvrages dans les meilleures conditions possibles.

- ✓ L'aménagement de la zone d'emprunt.
- ✓ Stabilité des décharges ainsi que leur protection contre l'érosion et leur éloignement des cours d'eau.
- ✓ Reboisement des zones à risque d'érosion aux alentours du barrage.

### **VI.2.5. Les moyens de chantier**

En ce qui concerne les ressources humaines, l'entreprise doit spécifier clairement l'identité du responsable du chantier ainsi que de son remplaçant, en précisant leurs titres, références et compétences. Les informations détaillées concernant les techniciens spécialisés, tels que les géotechniciens spécialisés en travaux d'étanchéité ou d'injection, qui pourraient intervenir sur le chantier, doivent également être fournies.

La construction d'une digue en terre et des ouvrages annexes requiert l'utilisation d'une variété d'engins mécaniques dédiés à la scarification, l'excavation, le transport, le nivellement et la compactation des matériaux. Une distinction doit être établie en ce qui concerne le matériel de compactage, détaillant la fonction, les caractéristiques principales et le rendement des divers engins de terrassement et de compactage susceptibles d'être employés lors de la réalisation du barrage.

#### **A- Les moyens humains**

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétent pour la réalisation des études préalables et pour construction en précisant leurs titres et leurs compétences. Le personnel nécessaire pour le projet du barrage est :

- Conducteur des travaux : pour le suivi de chantier et le suivi d'ouvriers,
- Contre maître.
- Coffreurs.
- Ouvriers.
- Topographes

- Soudeurs.
- Chauffeurs pour les engins et les camions.
- Ferrailleurs.

### **B - Les engins de terrassement**

Le matériel général de terrassement comprend les engins traditionnels mis en œuvre pour la constitution des fouilles d'assise du barrage, l'extraction et le transport des matériaux de construction, les bétonnages et la réalisation des finitions (remblai— enrochement ...) se fait appel aux engins suivants :

- Camion-citerne : pour le transport de carburant aux engins et transport de l'eau pour la confection de béton.
- Chargeur (à pneus et à chenilles) : pour le chargement des déblais.
- Camion malaxeur : pour le transport de béton.
- Pelle hydraulique : pour le creusement des fouilles.
- Décapeuse.
- Pompe immergée : pour l'évacuation des eaux de chantiers en période hivernale.
- Bulldozer : pour les terrassements de masse et les voies d'accès
- Compacteur : pour le compactage des matériaux de construction de la digue.
- Grue à portique : pour la mise en place de béton et pour placer le coffrage ainsi les aciers.
- Camion benne : pour le transport des déblais et les matériaux de construction.

### **C - Le matériel des bétonnages**

On utilise le plus souvent des bétonnières pour la fabrication du béton nécessaire pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur, tour de prise, canal de dérivation....)

## **VI.3. Planification**

La planification consiste à rechercher constamment la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre. Son objectif est de s'assurer que tout le travail se fait :

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau).
- A temps (sans retard).
- Economique (avec des bénéfices).

### **Attribution des durées de chaque opération**

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;

Dimensions du projet ;

On applique la formule suivante :

$$T = \frac{Q \cdot N}{n}$$

Avec :

**Q** : Quantité de travail

**N** : Rendement

**n** : Nombre d'équipe

Il existe deux types de plan de travail :

✓ **Plan de travail au plus tôt**

Dans ce cas, toutes les opérations commencent en leur date au plus tôt. L'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est bien fournie en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

✓ **Plan de travail au plus tard**

Toutes les opérations commencent à une date au plus tard; les tâches ne sont pas retardées.

L'entreprise opte pour ce type de planning lorsque ses moyens sont limités (plus économique).

#### **VI.4. Délai de construction et programme des travaux**

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en compte tenu du temps de réalisation de chacune des opérations qui le compose, sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement.

La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer certaines exigences, qui sont :

- Le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations
- Le respect des délais de réalisation pour chaque opération ;
- Exécution du travail le plus économiquement possible ;

### Symboles des différentes opérations

Les symboles des opérations sont consignés dans le tableau suivant :

Tavaux	Opérations	Durée (mois)
Installation de chantier et accès	A	6
Installation concassage et centrale à béton	B	5
Travaux de terrassement rives et lit de l'oued.	C	2
Démolition de la partie supérieure	D	5
Pose du 2 siphon	E	7
Excavation fondation Rive droit	F	6
Réalisation de la galerie de dérivation	G	8
Réalisation des batardeaux	H	2
Construction de la digue	I	15
Revêtement des talus de la digue	J	5
Construction de divergente et coursier	K	7
Construction du bassin de dissipation	L	5
Réalisation de la tour de prise	M	8
Prise d'eau et Vidange de fond	N	6
Équipements hydromécaniques	O	1
Travaux de finition et mise en eau.	P	4

#### VI.4.1. Techniques de la planification

Il existe trois principales méthodes de planification à savoir :

Méthode basée sur le réseau ou méthode C.P.M .

Méthode basée sur le tableau

Méthode basée sur le graphique (diagramme de Gantt) ou méthode des barres.

#### VI.4.2. Méthodes basées sur le réseau

##### Définition du réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui sont indispensables pour l'achèvement de l'objectif de la planification. On distingue deux types de réseaux :

- **Réseau à flèches** : L'opération est représentée par une flèche et la liaison entre deux opérations par un cercle appelé "nœud".

- **Réseau à nœuds** : L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches.

D'après le réseau à nœuds le temps de réalisation est de **61 mois**.

#### VI.4.3. Planification avec la méthode de tableau

Elle s'applique à base du réseau à flèche.

Les résultats de calcul par cette méthode sont donnés dans le tableau ci-après :

**Tableau VI.03** Détermination du chemin critique par la méthode du tableau

Opération	TR (jour)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
<b>A</b>	<b>6</b>	0	6	0	6	0
<b>B</b>	<b>5</b>	6	11	6	11	0
<b>C</b>	<b>2</b>	11	13	14	16	3
<b>D</b>	<b>5</b>	11	16	11	16	0
<b>E</b>	<b>7</b>	16	23	16	23	0
<b>F</b>	<b>6</b>	13	19	36	42	23
<b>G</b>	<b>8</b>	23	31	27	35	4
<b>H</b>	<b>2</b>	23	25	23	25	0
<b>I</b>	<b>15</b>	31	46	35	50	4
<b>J</b>	<b>5</b>	25	30	25	30	0
<b>K</b>	<b>7</b>	30	37	30	37	0
<b>L</b>	<b>5</b>	37	42	37	42	0
<b>M</b>	<b>8</b>	42	50	42	50	0
<b>N</b>	<b>6</b>	50	56	50	56	0
<b>O</b>	<b>1</b>	56	57	56	57	0
<b>P</b>	<b>4</b>	57	61	57	61	0

#### VI.4.4. Planification avec la méthode de fleche

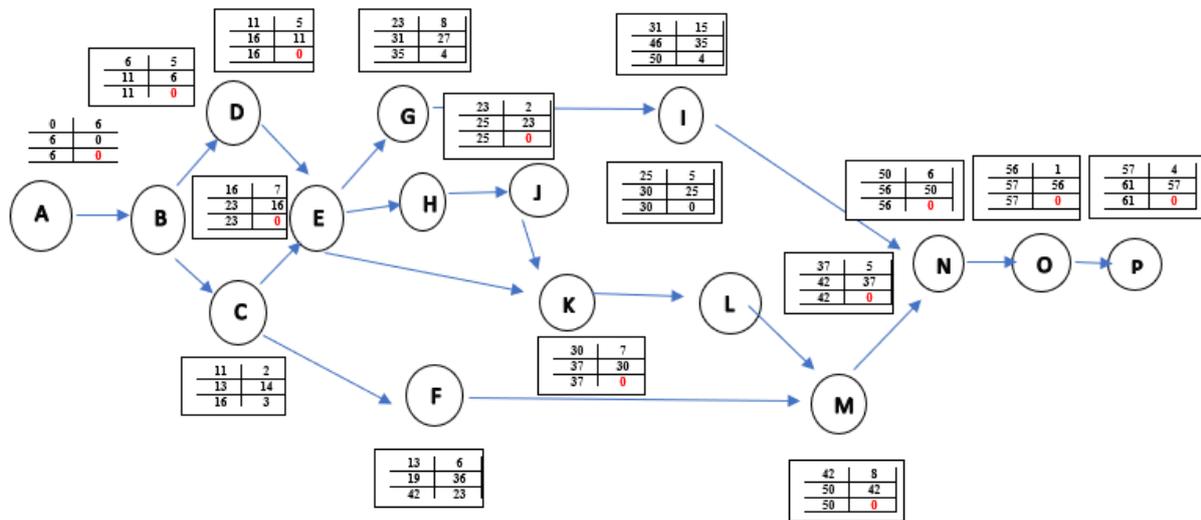


Figure VI. 1

Il existe deux chemins critiques sont :

(A.B.D.E.H.I.K.L.M.N.O.P) et (A.B.D.E.K.L.M.N.O.P)

$$\sum Tr = 61 \text{ mois}$$

Donc la durée de la réalisation du projet est estimée à 61 mois

#### Conclusion :

L'organisation du chantier pour la construction d'un barrage, intégrant la réalisation de deux siphons en béton, d'un coursier divergent et d'un bassin de dissipation, requiert une planification méticuleuse, une coordination efficace et une exécution précise. Tout au long de ce chapitre, nous avons exploré les étapes fondamentales qui sous-tendent cette entreprise complexe, mettant en lumière l'importance cruciale de chaque phase dans la réussite globale du projet.

L'analyse approfondie des plans du projet et la compréhension des spécifications détaillées sont les pierres angulaires de toute entreprise de construction. De la préparation du site à la finalisation des structures, chaque étape nécessite une attention particulière pour garantir la qualité, la durabilité et la sécurité de l'ouvrage.

## **Conclusion :**

cette étude de dimensionnement d'un nouvel évacuateur de crue pour le barrage Hamiz, ce mémoire a exploré en profondeur les divers aspects techniques, hydrologiques et civils nécessaires à la réalisation d'un projet d'ingénierie d'une telle envergure.

L'analyse initiale du débit existant, évalué à 1000 ans et mesuré à 650 m<sup>3</sup>/s, a révélé une disparité significative par rapport au débit calculé en 2023, atteignant 1013 m<sup>3</sup>/s. Cette variation souligne la nécessité pressante d'une intervention, notamment en considération du débit laminé de 400 m<sup>3</sup>/s, que l'ancien évacuateur de type puits ne pouvait plus traiter de manière adéquate.

Le renforcement de l'ancien évacuateur par l'ajout de deux siphons, chacun capable de transporter un débit de 200 m<sup>3</sup>/s, représente une solution stratégique pour répondre aux exigences actuelles et futures. La construction de deux coursiers et de deux bassins de dissipation complète cette approche en minimisant les impacts environnementaux et en optimisant la gestion des crues.

La durée totale du projet, étalée sur 61 mois, témoigne du caractère complexe et de l'envergure du travail accompli. Chaque étape, du dimensionnement initial à la réalisation concrète sur le terrain, a nécessité une planification minutieuse, une expertise technique approfondie et une coordination précise des équipes impliquées.

Ce projet va au-delà de la simple construction d'infrastructures hydrauliques ; il représente une réponse proactive aux défis posés par les changements hydrologiques, tout en garantissant une gestion responsable des ressources en eau. En introduisant des innovations telles que les siphons et en renforçant les capacités existantes, ce nouvel évacuateur de crue du barrage Hamiz se positionne comme un exemple concret d'ingénierie adaptative et durable.

En définitive, cette étude offre une contribution significative à la compréhension des enjeux liés à la gestion des crues et à la préservation des infrastructures hydrauliques. En implémentant ces solutions, nous visons à assurer la résilience du barrage Hamiz face aux événements hydrologiques extrêmes, tout en inscrivant ce projet dans une perspective de durabilité à long terme.

## Conclusion générale

Cette étude de dimensionnement d'un nouvel évacuateur de crue pour le barrage HAMIZ, ce mémoire a exploré en profondeur les divers aspects techniques, hydrologiques et civils nécessaires à la réalisation d'un projet d'ingénierie d'une telle envergure.

L'analyse initiale du débit existant, évalué à 1000 ans et mesuré à 650 m<sup>3</sup>/s, a révélé une disparité significative par rapport au débit calculé en 2023, atteignant 1013 m<sup>3</sup>/s. Cette variation souligne la nécessité pressante d'une intervention, notamment en considération du débit laminé de 400 m<sup>3</sup>/s, que l'ancien évacuateur de type puits ne pouvait plus traiter de manière adéquate.

Le renforcement de l'ancien évacuateur par l'ajout de deux siphons, chacun capable de transporter un débit de 200 m<sup>3</sup>/s, représente une solution stratégique pour répondre aux exigences actuelles et futures. La construction de deux coursiers et de deux bassins de dissipation complète cette approche en minimisant les impacts environnementaux et en optimisant la gestion des crues.

La durée totale du projet, étalée sur 61 mois, témoigne du caractère complexe et de l'envergure du travail accompli. Chaque étape, du dimensionnement initial à la réalisation concrète sur le terrain, a nécessité une planification minutieuse, une expertise technique approfondie et une coordination précise des équipes impliquées.

Ce projet va au-delà de la simple construction d'infrastructures hydrauliques ; il représente une réponse proactive aux défis posés par les changements hydrologiques, tout en garantissant une gestion responsable des ressources en eau. En introduisant des innovations telles que les siphons et en renforçant les capacités existantes, ce nouvel évacuateur de crue du barrage HAMIZ se positionne comme un exemple concret d'ingénierie adaptative et durable.

En définitive, cette étude offre une contribution significative à la compréhension des enjeux liés à la gestion des crues et à la préservation des infrastructures hydrauliques. En implémentant ces solutions, nous visons à assurer la résilience du barrage HAMIZ face aux événements hydrologiques extrêmes, tout en inscrivant ce projet dans une perspective de durabilité à long terme.

## Références Bibliographiques

**DEGOUTTE Gérard, 2002.** PETITS BARRAGES : recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi. Edition Cemagref, 2002. ISBN 2-85362-551-6.

Disponible à l'adresse : <https://www.barrages-cfbr.eu/IMG/pdf/pb2002-fr.pdf>

**KVOČKA Davor, AHMADIAN Reza, FALCONER Roger A., 2018.** Flood Hazard Indices in Torrential or Flashy River Basins and Catchments. *Water Resour Manage* 32, 2335–2352 (2018).

Disponible à l'adresse : <https://doi.org/10.1007/s11269-018-1932-6>

**LAHLAH Salah, 2004.** Les inondations en Algérie, Des journées techniques : Risques naturels : Inondation, Prévision, Protection, 15/16/décembre 2004. CRESTRA.

Disponible à l'adresse :

<https://crstra.dz/telechargement/seminaires/les-actes-des-journeestechriques-risque-naturels-inondatio.pdf>

**LEDOUX, Bruno, 2006.** La gestion du risque inondation, 770 pages, Edition TEC et DOC, 2006.

**Touaibia Bénina, 2004.** Manuel Pratique d'Hydrologie. Presse Madani frères, Blida, Algérie. 166p.

**U.S. Army Corps of Engineers, 2016a.** HEC-RAS River Analysis System – User's Manual, Hydrologic Engineering Center, CPD-68, Version 5.0. 960p.

Disponible à l'adresse : <http://www.hec.usace.army.mil/software/>

**U.S. Army Corps of Engineers, 2016b.** HEC-RAS River Analysis System –2D Modeling User's Manual, Hydrologic Engineering Center, CPD-68A, Version 5.0. 171p.

Disponible à l'adresse : <http://www.hec.usace.army.mil/software/>

**ZEROUAL, Ayoub, ASSANI, Ali.A., MEDDI, M. et al., 2019.** Assessment of climate change in Algeria from 1951 to 2098 using the Köppen–Geiger climate classification scheme. *Clim Dyn* 52, 227–243 (2019)