

**République Algérienne Démocratique et Populaire**  
**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche**  
**Scientifique**

**Université Mohamed Seddik Ben Yahia Jijel**  
**Faculté de la Technologie**



Département de génie civil et Hydraulique

## **MEMOIRE DE FIN D'ETUDES**

En vue de l'obtention du diplôme de Master en hydraulique  
Option : Hydraulique urbaine

Présenté par :

**ROULA AMIR**  
**BENDAHO HALIMA**

**Etude d'avant-projet détaillé de l'évacuateur de  
crue d'une retenue collinaire d'Ain Tabith.  
"W.Batna".**

Dirigé par :

**M<sup>r</sup> Belaabed Faris**

**Soutenu publiquement le 27/10/2020 devant les jurys composé de :**

- **Président : M<sup>r</sup> Boudjerda.M**
- **Examineur : M<sup>r</sup> Abdi.I**

**Promotion 2020**

## REMERCIEMENT

*En préambule à ce mémoire nous remerciant ALLAH qui nous aide et nous donne la patience et le courage durant ces longues années d'étude.*

*Nous souhaitant adresser nos remerciements les plus sincères aux personnes qui nous ont apporté leur aide et qui ont contribué l'élaboration de ce mémoire*

*Nous adressons nos sincères remerciements, reconnaissances et gratitude à tous nos enseignants, et en particulier notre encadreur **Mr BELAABED***

***FARIS**, pour ses précieux conseils, et sa disponibilité.*

*Nous n'oublions pas nos parents pour leur contribution, leur soutien et leur patience.*

*Enfin, nous adressons nos plus sincères remerciements à tous mes proches et amis.*

## *Dédicace*

*Je rends mes profondes gratitude à ALLAH qui m'a aidé à réaliser ce modeste travail.  
À MES CHERS PARENTS Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon  
amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon  
instruction et mon bien être.*

*Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon  
enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours.  
Que ce modeste travail soit l'exaucement de vos vœux tant formulés, le fruit de vos  
innombrables sacrifices, bien que je ne vous en acquitterai jamais assez.  
Dieu le tout puissant, vous accorder santé, bonheur et longue vie et faire en sorte  
que jamais je ne vous déçoive.*

*A mes frères Abd Elkarim et Ahmed.*

*A mes chère et précieuse amies : Rachida et Meryem.*

*A mon binôme Amir.*

*A tous mes enseignants depuis mes premières années d'études.*

*A tous ceux qui me sens chers et que j'ai omis de citer*

*Halima.*

# *Dédicace*

*Je rends mes profondes gratitudees à ALLAH qui m'a aidé à réaliser ce modeste travail.*

*À MES CHERS PARENTS :*

*A mon cher père (الله يرحمك): Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ce que tu mérites pour tous les sacrifices que tu as fait durant tout ta vie depuis ma naissance, et même à l'âge adulte. Aucun mot ne saurait exprimer l'amour, tu es toujours dans mon cœur.*

*A ma chère mère : Je vous remercie pour tous les sacrifices et pour l'affection qu'elle ma toujours portée depuis mon enfance, Que ce modeste travail soit l'exaucement de vos vœux tant formulés, bien que je ne vous en acquitterai jamais assez.*

*Dieu le tout puissant, vous accorder santé, bonheur et longue vie.*

*A mes frères Kheireddine, Redhwane et Said.*

*A mes chers amies : Salim et Mohammed Chérif.*

*A mon binôme Houda.*

*A tous mes enseignants depuis mes premières années d'études.*

*A tous ceux qui me sens chers et que j'ai omis de citer*

*Amir.*

# Sommaire

---

## *Sommaire*

Introduction Générale.....	1
----------------------------	---

### *Chapitre I : Généralité sur les barrages*

I.1 Introduction :.....	2
I.2 Définition du barrage :.....	2
I.3 Histoire et développement des barrages : .....	2
I.4 Utilité des barrages : .....	3
I.5 Choix du site et des caractéristiques d'un barrage :.....	4
I.6 Différents type de barrage :.....	4
I.6.1 Barrage en béton : .....	4
I.6.1.1 Barrage poids :.....	4
a) Avantages de barrage poids : .....	5
b) Inconvénient de barrages poids :.....	5
I.6.1.2 Barrage voûte :.....	5
a) Avantages de barrage voûte : .....	6
b) Inconvénients de barrage voûte :.....	6
I.6.1.3 Barrage à contreforts : .....	6
a) Avantages de barrage à contreforts : .....	7
b) Inconvénients de barrage à contreforts :.....	7
I.6.1.4 Barrage en béton compacté au rouleau (BCR) :.....	7
a) Avantages de barrage en béton compacté au rouleau (BCR) :.....	8
b) Inconvénients de barrage en béton compacté au rouleau (BCR) : .....	8
I.6.2 Barrage en remblai : .....	8
I.6.2.1 Barrage en terre : .....	8
I.6.2.2 Barrages en enrochement : .....	10
a) Avantages de barrage des digues en terre /Enrochement à noyau .....	11
b) Inconvénients de barrage des digues en terre /Enrochement à noyau.....	11
I.6.3 Barrages mobiles :.....	11
I.7 Impact des barrages.....	12

---

# Sommaire

---

I.7.1 L'impact économique et social : .....	12
I.7.2 L'impact humain : .....	12
I.7.3 L'impact sur l'environnement : .....	12
I.8 Les ouvrages annexes : .....	13
I.8.1 La prise d'eau : .....	13
I.8.2 Vidange de fond : .....	14
I.8.3 Evacuateur de crue : .....	14
I.8.3.1 Evacuateur de surface : .....	15
Constitution : .....	15
a) Seuil libre : .....	15
b) Seuil vanné : .....	16
c) Seuil mixte : .....	16
I.8.3.2 Evacuateur de demi-fond et de fond : .....	17
a) Evacuateur en Tulipe : .....	17
b) Evacuateur siphon : .....	18
I.8.3.4 Facteur intervenant dans le choix du type d'évacuateur : .....	19
I.8.3.5 Entretien des ouvrages d'évacuation : .....	19
I.9 Les déversoirs : .....	20
I.9.1 Choix de type de déversoir : .....	20
I.9.2 Domaine d'utilisation de déversoir : .....	20
I.9.3 Les types des déversoirs : .....	22
I.9.3.1 Déversoir rectiligne .....	22
a) Déversoir à mince paroi : .....	23
c) Déversoir standard : .....	25
I.9.3.2 Déversoir non rectiligne : .....	25
a) Déversoir en labyrinthe : .....	26
b) Déversoir en touches de piano : .....	26
I.10 Bassins d'amortissement ou de dissipation d'énergie : .....	27
I.11 Conclusion .....	28

---

# Sommaire

---

## ***Chapitre II : Révision des données naturelles***

II.1 Introduction : .....	30
II.2 Situation géographique de la zone d'étude : .....	30
II.2.1 L'objectif du projet : .....	31
II.2.2 Choix de l'axe de la retenue collinaire : .....	31
II.3 Etude géologique : .....	31
II.3.1 Géologie régionale : .....	31
II.3.2 Sismicité de la région d'étude : .....	33
II.3.3 Géologie de la zone d'emprise de la digue : .....	34
II.3.4 Fondation de la digue est ouvrages annexes : .....	34
II.3.5 Matériaux de construction de la retenue collinaire : .....	35
II.4 Etude géotechnique : .....	35
II.4.1 Prospection géotechnique de terrain : .....	36
II.4.2 Prospection géotechnique de laboratoire : .....	36
a) Essais physiques d'identification et de classification : .....	36
b) Essais mécaniques : .....	36
c) Essais chimiques : .....	37
II.4.3 Résultats géotechnique du terrain et des essais au laboratoire : .....	37
II.4.3.1 Terrains d'assise et de fondation de la digue : .....	37
II.4.3.1 .1 Eboulis et alluvions actuelles récentes du fond des vallées : .....	37
II.4.3.1 .2 Argile rouge rare débris caillouteux : .....	37
II.4.3.1 .3 Marnes du substratum : .....	39
II.4.4 Caractéristiques géotechniques proposées pour le calcul de stabilité de la digue : ....	39
II.4.4.1 Terrains de fondation de la digue : .....	39
II.4.4.2 Matériaux de construction de la digue (Matériaux d'étanchéité) : .....	41
II.5 Conclusion : .....	41

## ***Chapitre III : Etude hydrologique et régularisation des débits***

III.1 Introduction: .....	43
III.2 Caractéristiques du bassin versant : .....	43

---

## Sommaire

---

III.2.1 Paramètres géométriques: .....	43
III.2.1.1 Superficie du bassin versant : .....	43
III.2.1.2 Périmètre du bassin versant : .....	43
III.2.1.3 La longueur du thalweg principal : .....	43
III.2.1.4 Indice de compacité de Gravellius " $K_c$ ": .....	43
III.2.1.5 Rectangle équivalent : .....	44
III.2.2 Paramètres du relief : .....	45
III.2.2.1 Courbe hypsométrique : .....	45
III.2.2.2 Altitude médiane du bassin versant: .....	47
III.2.2.3 Altitude moyenne du bassin versant: .....	47
III.2.2.4 Indice de pente globale $I_g$ : .....	47
III.2.3 Réseau d'écoulement : .....	48
III.2.3.1 Temps de concentration: .....	48
III.2.3.2 Vitesse de ruissellement: .....	48
III.2.3.3 La densité de drainage $D_d$ : .....	48
III.2.3.4 Le coefficient de torrencialité $C_t$ : .....	49
III.3 Caractéristiques climatiques : .....	49
III.3.1 La température : .....	49
III.3.2 L'évaporation : .....	49
III.3.3 La vitesse du vent : .....	49
III.3.4 La pluviométrie : .....	50
III.3.5 Analyse statistique des pluies maximales journalières : .....	51
III.3.5.1 Paramètres statistiques de l'échantillon : .....	51
III.3.5.2 Ajustement des pluies maximales journalières : .....	51
A- Test d'hypothèses : .....	51
B- Teste d'homogénéité à l'échelle annuelle : .....	52
1) Ajustement à la loi Log normal : .....	52
2) Ajustement à la loi de Gumbel : .....	53
III.3.5.3 Conclusion : .....	56
III.4 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités : .....	56
III.5 Etudes des apports : .....	58
III.5.1 Apport moyen annuel ( $A_0$ ) : .....	58
III.5.2 Caractéristiques de l'écoulement : .....	59
III.5.3 Estimation fréquentielle des apports : .....	60
III.5.4 Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel : .....	61
III.6 Etude des crues : .....	61
III .6.1 Formules empiriques pour la détermination de la crue: .....	62

---



## Sommaire

---

III.6.2 Hydrogramme de crue :.....	64
III .7 Estimation de la crue de projet :.....	66
III .8 Apports solides :.....	67
III .9 Calcul du volume mort :.....	68
III.10 Régularisation des débits :.....	68
III.10.1 Les courbes caractéristiques du bassin :.....	69
III .10.2 Répartition mensuelle de l'apport A% et de la consommation U%: .....	72
III.10.3 Calcul du volume utile : .....	72
III .10.3.1 Régularisation saisonnière : .....	72
III.10.3.1.1 Pertes par évaporation : .....	73
III.10.3.1.2 Pertes par infiltration : .....	73
III.11 Laminage des crues : .....	75
III.12 Conclusion :.....	78

### ***Chapitre IV: Etude d'évacuateur de crue***

IV.1 Introduction :.....	79
IV.2 Choix de l'emplacement de l'évacuateur de crues : .....	79
IV.3 Dimensionnement hydraulique : .....	79
IV.3.1 Canal d'amenée : .....	80
IV.3.2 Déversoir : .....	80
IV.3.3 Chenal d'écoulement : .....	81
IV.3.4 Calcul du convergeant : .....	82
IV.3.5 Le coursier : .....	82
IV.3.6 Calcul du bassin d'amortissement :.....	87
IV.3.7 Canal de restitution :.....	88
IV.3.8 Hauteur des murs bajoyers : .....	89
1) Hauteur des murs à l'entrée du déversoir : .....	89
2) Hauteur des murs du chenal : .....	90
3) Hauteur des murs à l'entrée du coursier : .....	90
4) Hauteur des murs a la fin du coursier : .....	90
5) Hauteur des murs dans le bassin de dissipation :.....	90
IV.4 Devis estimatif d'évacuateur de crues : .....	91
IV.5 Conclusion : .....	92
Conclusion générale .....	93

---

# Sommaire

---

Liste des notations :.....	94
Abréviation.....	96
Références biographique .....	97



# Liste de figure

---

## Liste des figures

Figure I.1 : Le barrage de Saad -el Kafara .....	3
Figure I.2 : barrage poids D'Arbola en suisse.....	5
Figure I.3 : barrage voûtes contra en suisse .....	6
Figure I.4 : Le barrage d'Erraguene contrefort, willaya de Jijel .....	7
Figure I.5 : Barrage homogène.....	9
Figure I.6: Barrage à noyau étanche.....	9
Figure I.7: Barrage de Monnès a masque amont en béton bitumineux en France. ....	10
Figure I.8: barrage à masque amont .....	10
Figure I.9: Le barrage d'el agrem a Jijel en enrochements compactés avec masque d'étanchéité amont en béton armé.....	11
Figure I.10: Barrage mobile Bremgarten-Zufikon, en suisse.....	12
Figure I.11: Ouvrages annexes.....	13
Figure I.12: prise d'eau .....	14
Figure I.13 : Evacuateur à seuil libre .....	16
Figure I.14 : Evacuateur à seuil vanné .....	16
Figure I.15: évacuateur de crue tulipe en forme circulaire,.....	18
Figure I.16 : Evacuateur de crue tulipe en forme marguerite,de barrage de Sarno willaya de Sidi Belabbes.....	18
Figure I.17 : Evacuateur en siphon.....	19
Figure I.18 : Schéma de principe du déversoir d'orage .....	21
Figure I.19: Evacuateur de crue du barrage Grangent France.....	21
Figure I.20 : déversoir d'endiguement de protection contre les inondations .....	22
Figure I.21 : Schéma d'un déversoir rectiligne .....	22
Figure I.22 : type de déversoir rectiligne .....	23
Figure I.23: Déversoir à mince paroi sans contraction.....	23
Figure I.24 : Déversoir à seuil épais.....	24
Figure I.25 : Déversoir standard (Creager) .....	25
Figure I.26 : Déversoirs non rectiligne.....	26
Figure I.27: Déversoir en touches de piano.....	26
Figure I.28: Vue en perspective d'un déversoir PK-Weir.....	27
Figure I.29 : Types de Bassin de dissipation d'énergie.....	28
Figure II 1 : Carte de situation de la future retenue collinaire. ....	30

---

# Liste de figure

---

Figure II.2: Carte géologique de la zone d'étude. ....	33
Figure II.3 : Carte de classification des zones sismiques en Algérie. ....	34
Figure III.1 : Réseau hydrographique du bassin versant. ....	44
Figure III.2 : Hypsométrie du bassin versant .....	46
Figure III.3 : Courbe hypsométrique du bassin versant .....	47
Figure III.4 : Répartition moyennes mensuelles des pluies .....	51
Figure III.5 : Ajustement à la loi de Log normale.....	55
Figure III.6 : Ajustement à la loi de Gumbel .....	55
Figure III.7 : Courbe des intensités des pluies des différentes fréquences .....	57
Figure III.8 : Les Hydrogrammes des crues pour les différents périodes de retour .....	66
Figure III.9 : Courbes caractéristiques de la retenue.....	71
Figure III.10 : Courbes $q = f(H)$ .....	78
Figure IV.1: Profil du seuil déversant .....	81
Figure IV.2: La ligne d'eau dans le coursier .....	86
Figure IV.3 : Forme de ressaut classique selon la classification de Bradley et Peterka (1957). a) pré-ressaut, b) ressaut de transition, c) ressaut stable et d) ressaut agité (Benmalek. A, 2018).....	87

---

## Liste des tableaux

---

### Liste des tableaux

Tableau I.1: Les principaux rôles des barrages. ....	3
Tableau II.1 : résultat. ....	38
Tableau III.1 : La répartition des surfaces en fonction des cotes .....	45
Tableau III.2 : Répartition mensuelle de la température (c°) .....	49
Tableau III.3 : Répartition mensuelle de l'évaporation en (mm) .....	49
Tableau III.4 : Répartition mensuelle de la vitesse moyenne du vent .....	50
Tableau III.5 : Station pluviométrique Oued El Ma.....	50
Tableau III.6 : Répartition mensuelle des pluies (mm) .....	50
Tableau III.7 : Paramètres statistiques de l'échantillon .....	51
Tableau III.8 : Résultats de l'Ajustement à loi de Log normal .....	53
Tableau III.9 : Résultats de l'Ajustement à la loi Gumbel.....	54
Tableau III.10 : Les précipitations et les intensités des différent fréquence. ....	56
Tableau III.11: Récapitulatif des apports .....	59
Tableau III.12 : Récapitulatif des $C_v$ . ....	60
Tableau III.13 : Les apports de différentes fréquences .....	61
Tableau III.14 : Répartition mensuelle de la précipitation et de l'apport .....	61
Tableau III.15 : Débits maximums des crues de différentes périodes de retour .....	62
Tableau III.16 : Débits maximums des crues des différentes périodes de retour.....	63
Tableau III.17 : Débits maximums des crues des différentes périodes de retour.....	63
Tableau III.18 : Récapitulatif des résultats de débit de crue .....	64
Tableau III.19 : Débits fréquentielles pour construction l'hydrogramme de crue .....	65
Tableau III.20 : Récapitulation pour le choix de la crue de projet .....	67
Tableau III.21 : Surface et volume en fonction de l'altitude .....	70
Tableau III.22 : Répartition mensuelle de l'apport et de la consommation .....	72
Tableau III.23 : Régularisation saisonnière.....	74
Tableau III.24 : Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE.....	76
Tableau III.25 : Détermination de $H_0$ et $Q$ en fonction de $b$ .....	76
Tableau III.26 : Débits déversant en fonction de $h$ et $b$ et le volume de crue .....	77
Tableau III.27 : Les résultats de l'étude du laminage par la méthode de KOTCHERINE .....	77
Tableau IV.1 : Coordonnés de profil de Greager .....	80
Tableau IV.2 : Calcul de ligne d'eau .....	83
Tableau IV.3 : devis estimatif d'évacuateur de crues. ....	91

---

# **Introduction générale**

## *Introduction Générale*

L'eau est une ressource rare et précieuse, indispensable pour tout développement économique, elle est la source de la vie, sa demande est en croissance permanente. Donc sa préservation est importante c'est pour cela que l'homme s'est tourné vers la construction des ouvrages hydrauliques.

Les ouvrages hydrauliques se différencient d'un à un autre, et cela dépend de leurs natures, caractéristiques et aussi de la raison de leur construction, et parmi ces ouvrages on distingue les barrages et les retenues collinaires qui peuvent être considérés comme des ouvrages particuliers. Ils présentent par ailleurs la caractéristique de pouvoir être affectés à différentes fonctions.

Dans ce mémoire, nous avons traité l'étude d'avant projet détaillé de l'évacuateur de crues de la retenue collinaire de d'Ain Tabith sur Oued Ketami dans la wilaya de Batna.

Le choix de cette dernière dépend essentiellement des facteurs suivants : Le débit, la durée de fonctionnement, la topographie, la géologie ; Ces facteurs aboutissent à l'implantation de l'évacuateur de crues le plus favorable. Notre étude comporte d'abord le mémoire de synthèse qui contient le résumé d'étude préliminaire de faisabilité qui est déjà réalisée par un bureau d'étude Algérien (étude topographique, géographique, étude géologique et étude géotechnique), une étude hydrologique du bassin versant et de la cuvette, et enfin le calcul hydraulique d'évacuateur de crues et estimation de projet.

# **Chapitre I :**

# **Généralité sur les barrages**



***1.1 Introduction :***

Depuis l'éternité l'être humain cherche à créer des différents moyens pour lui permettre d'assurer son besoin en eau, parmi ces créations les plus importantes sont les barrages à cause de leur dimension et leur utilité.

Ce chapitre est consacré à citer les différents types de barrages selon les matériaux de construction, leur forme, les avantages et les inconvénients de chacun et enfin nous allons parler des ouvrages annexes tels que la prise d'eau, la vidange de fond et spécialement l'évacuateur de crue, leur types et leur constitution.

***1.2 Définition du barrage :***

Un barrage est un ouvrage artificiel coupant le lit d'un cours d'eau et servant soit à assurer la régulation, soit à pourvoir à l'alimentation en eau des villes ou à l'irrigation des cultures, ou bien à produire de l'énergie et une digue est un ouvrage destiné à contenir les eaux, à élever leur niveau ou à guider leur cours.

Ces termes de barrages et de digues ne sont pas sans ambiguïté ; le terme de digue est parfois utilisé pour de petits barrages réalisés en remblai. Les berges des canaux ou cours d'eau canalisés peuvent constituer des digues parfois assez hautes. Par ailleurs, il n'y a pas de seuils uniformes caractérisant ces ouvrages, ce qui crée une large incertitude pour définir l'ensemble des ouvrages concernés par ce rapport (Christian.K, 2008).

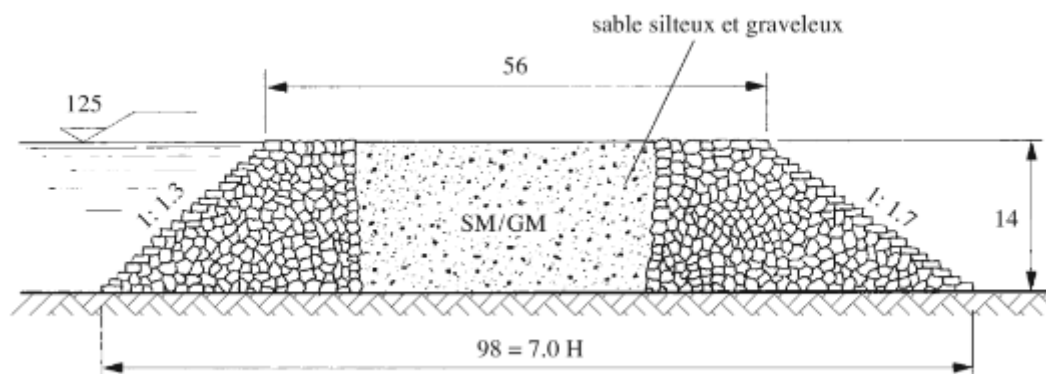
***1.3 Histoire et développement des barrages :***

La construction des premiers barrages sur les cours d'eau remonte à plus de 2000 ans avant notre ère. Depuis ce temps-là, les barrages ont été utilisés par plusieurs civilisations comme un outil de maîtrise de l'eau, pour contrôler les crues, pour garantir l'approvisionnement humain, animal et pour l'irrigation des champs agricoles pendant les périodes de pénurie.

Aujourd'hui, il y a plus de 800000 barrages dans le monde avec environ 45000 d'entre eux avec une hauteur de plus de 15 m. Les principaux pays constructeurs de barrages se trouvent en Europe (environ 7000 barrages), en Amérique du Nord (plus de 7800 barrages) et en Asie (près de 30000 barrages).

Saad-el-Kafara est le premier vrai barrage connu construit en Égypte vers 2600 ans avant J.C. Il avait 14 m de hauteur, 113 m de longueur et créait une retenue de 500000 m<sup>3</sup> environ.

Sa structure était construite d'une partie centrale imperméable (qu'on appellerait aujourd'hui un noyau) avec deux épaulements en enrochement (Le Delliou.P, 2003).



**Figure I.1 :** Le barrage de Saad -el Kafara (Anton. J et als, 2011).

Cent trente-neuf (139) barrages seront en exploitation en 2030 en Algérie contre 70 actuellement, ce qui permettra de mobiliser une capacité totale de 12 milliards de mètres cubes environ, au lieu de 7.1 milliards de mètres cubes actuellement.

#### ***1.4 Utilité des barrages :***

Les barrages jouent deux rôles principaux celui d'une part de stocker les apports d'eau afin de répondre aux besoins vitaux et économiques des populations (eau potable, irrigation, fourniture d'énergie, navigation), et celui d'autre part, de protection contre des effets destructeurs de l'eau (maîtrise des crues, rétention de sédiments, protection contre les avalanches) (Anton. J et als, 2011).

D'autres fonctions assurées par les barrages sont présentées dans le tableau I.1.

**Tableau I.1:** Les principaux rôles des barrages (Anton. J et als, 2011).

<b>Eau élément vital Stockage de l'eau</b>	<b>Eau élément destructeur Ouvrages de protection</b>
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Production d'énergie électrique</li> <li>- Approvisionnement en eau potable et industrielle, protection incendie</li> <li>- Irrigation</li> <li>- Pêche, pisciculture (élément, économique essentiel dans certains pays)</li> <li>- Soutient d'étiage (garantie d'un débit minimal)</li> <li>- Navigation fluviale (garantie d'un tirant d'eau minimal)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Bassin de rétention contre les crues (inondation, érosion)</li> <li>- Digue de protection contre les crues</li> <li>- Bassin de rétention de sédiments charriés</li> <li>- Ouvrage de protection contre les avalanches</li> <li>- Régulation des lacs</li> <li>- Rétention des glaces en pays nordiques</li> </ul>

### ***1.5 Choix du site et des caractéristiques d'un barrage :***

Le choix du site et des caractéristiques géométriques (hauteur et formes) d'un barrage doit être effectué en fonction des conditions suivantes :

- Conditions topographiques.
- Conditions géologiques.
- Conditions hydrologiques.
- Conditions relatives à la géographie humaine.

Le choix du type d'ouvrage dépend également de ces différents facteurs ainsi que des conditions économiques relatives à l'exécution des travaux (Khelifa.M et al, 2012).

### ***1.6 Différents type de barrage :***

La classification est aussi basée sur leurs matériaux de construction et leur mode de résistance à la pression exercée par l'eau.

On classe les barrages en deux catégories :

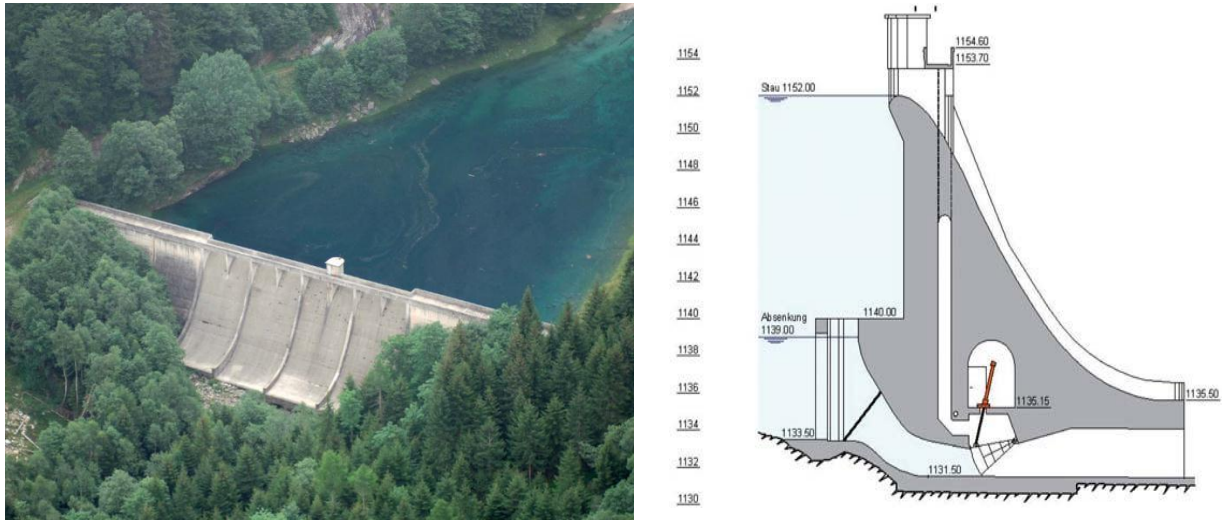
- Barrage en béton.
- Barrages en remblais.

#### ***1.6.1 Barrage en béton :***

On construit les barrages rigides en béton ou en maçonnerie selon les principes de la résistance des matériaux et la mécanique des corps déformables (Marche .C, 2008).

##### ***1.6.1.1 Barrage poids :***

Le premier type, et le plus ancien, de barrage rigide est le barrage-poids, nommé ainsi puis qu'il oppose son poids à la poussée des eaux. Il peut être simple, retenant un profil rectangulaire, précontraint en faisant participer des tirants d'acier à la reprise des charge, évidé lorsqu'on ménage des vides dans son profil ou mobile lorsqu'une grande partie de parement amont consiste en vannes qui transmettent la pression de l'eau sur des piles et au radier de l'ouvrage (Marche .C, 2008).



**Figure I.2 :** barrage poids D'Arbola en suisse (www.swissdams.ch/fr).

**a) Avantages de barrage poids :** (Anton. J et als, 2011)

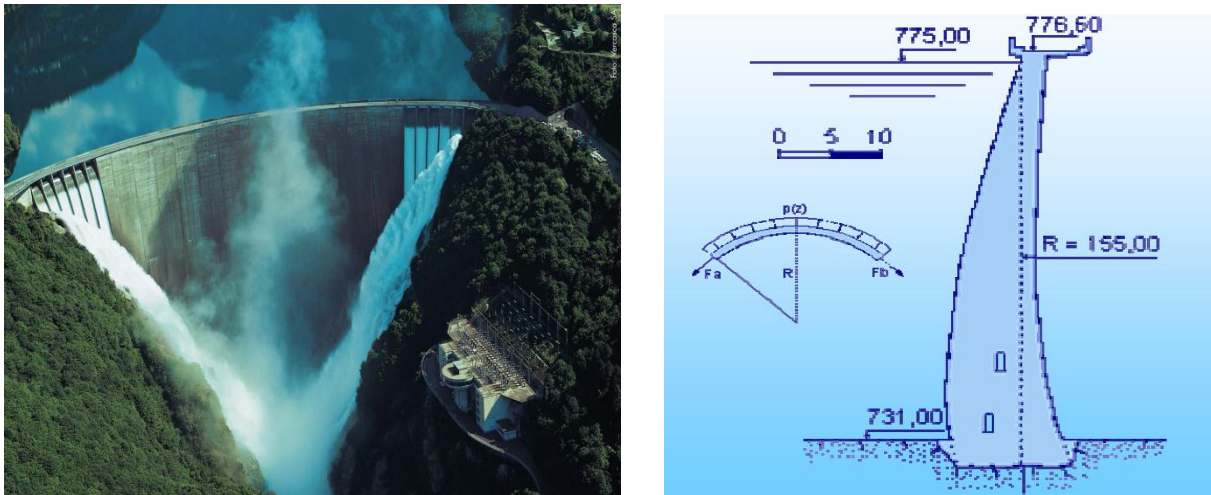
- Faibles contraintes transmises au rocher ;
- Faibles contraintes dans le béton ;
- Les variations de températures ne produisent que de faibles variations de contraintes ;
- L'évacuateur de crue peut facilement être intégré ;
- Le gradient des sous-pressions sous la fondation faible.

**b) Inconvénient de barrages poids :** (Anton. J et als, 2011)

- Les sous-pressions importantes sous la fondation ;
- Sensibilité aux tassements ;
- Le volume du béton important ;
- Le volume d'excavation important ;
- Sensibilité aux séismes ;
- Refroidissement artificiel nécessaires lors de la prise de béton.

### **I.6.1.2 Barrage voûte :**

Les topographies abruptes et resserrées des hautes vallées rocheuses ont permis le développement d'ouvrages plus élancés, les **barrages-voûtes**, dont la forme reporte les efforts dus à la pression de l'eau sur les rives, figure I.3 montre le barrage voûte contra (Marche .C, 2008).



**Figure I.3** : barrage voûtes contra en suisse (www.swissdams.ch/fr).

**a) Avantages de barrage voûte :** (Anton. J et als, 2011)

- Le volume de béton est faible ;
- Volume d'excavation relativement limité ;
- Faible sous-pressions sous la fondation ;
- Haute résistance au séisme.

**b) Inconvénients de barrage voûte :** (Anton. J et als, 2011)

- Contraintes importantes dans le béton ;
- Contraintes importantes dans le rocher sous fondation ;
- Efforts transmis obliquement aux appuis latéraux ;
- Sensibilité limité aux tassements ;
- Echauffement durant la prise du béton pouvant nécessiter des mesures particulières ;
- Gradient de sous-pression sous la fondation important ;
- Drainage des fissures des massifs d'appui devant être rigoureusement traité ;
- Difficultés d'intégration de l'évacuateur de crues dans le barrage.

### **I.6.1.3 Barrage à contreforts :**

Un troisième type de barrage rigide, le barrage à contre forts fait appel aux deux principes précédents de reprise des charges. Ses éléments, soigneusement adaptés au terrain, lui permettent d'équilibre la poussée des eaux par leur poids et par le report des charges sur le terrain en aval, la figure suivant montre le barrage à contreforts de la ville d'Erraguene (Marche .C, 2008).



**Figure I.4** : Le barrage d'Erraguene contrefort, willaya de Jijel ([www.soudoud-dzair.com/](http://www.soudoud-dzair.com/)).

**a) Avantages de barrage à contreforts** : (Anton. J et als, 2011)

- Volume de béton plus faible que pour le barrage poids ;
- Faibles sous pressions sous la fondation ;
- Echauffement faible lors de la prise du béton ;
- L'évacuateur de crues peut facilement être intégré ;
- Contraintes moyennes transmises à la roche.

**b) Inconvénients de barrage à contreforts** : (Anton. J et als, 2011)

- Volume d'excavation important ;
- Gradient de sous pressions sous la fondation localement très important ;
- Risque limité de tassements ;
- Grande sensibilité aux séismes ;
- Contraintes de température peuvent être importantes dans la tête.

#### ***1.6.1.4 Barrage en béton compacté au rouleau (BCR) :***

Depuis la fin des années 1970, une nouvelle technologie s'est développée pour optimiser la construction de barrage-poids : le béton compacté au rouleau BCR (roller compacte concrete, RCC). La mise en place de béton BCR permet d'utiliser des bétons très secs, très faiblement dosés en ciment. Les résistances obtenues, particulièrement faible, sont compatibles avec les exigences de barrage-poids qui s'opposent à la poussée de l'eau par leur poids propre. On exploite au mieux les propriétés du béton en mettant œuvre des techniques de mise en place et de compactage qui sont issues des barrages en remblai, de façon à minimiser la main-d'œuvre nécessaire à la construction (Anton. J et als, 2011).

*a) Avantages de barrage en béton compacté au rouleau (BCR) :* (Anton. J et als, 2011)

- Faible dosage en ciment ;
- Teneur en eau réduite ;
- Surface de coffrage restreinte ;
- Exécution rapide ;
- Emprise réduite par rapport au barrage-poids ;
- Mise en place sur grand surface par couches minces ;
- Faible coût de construction.

*b) Inconvénients de barrage en béton compacté au rouleau (BCR) :* (Anton. J et als, 2011)

- Requiert des fondations sur rocher ;
- Mise en place et compactage identiques aux barrages en remblai ;
- Limitation des percolations par la mise en place d'un revêtement du parement amont ;
- Pas de système de refroidissement artificiel du béton ;
- Bonne résistance en cas de séisme, de submersion ;
- Possibilité d'incorporer un évacuateur de crues de surface, des galeries de contrôle et des puits.

### ***1.6.2 Barrage en remblai :***

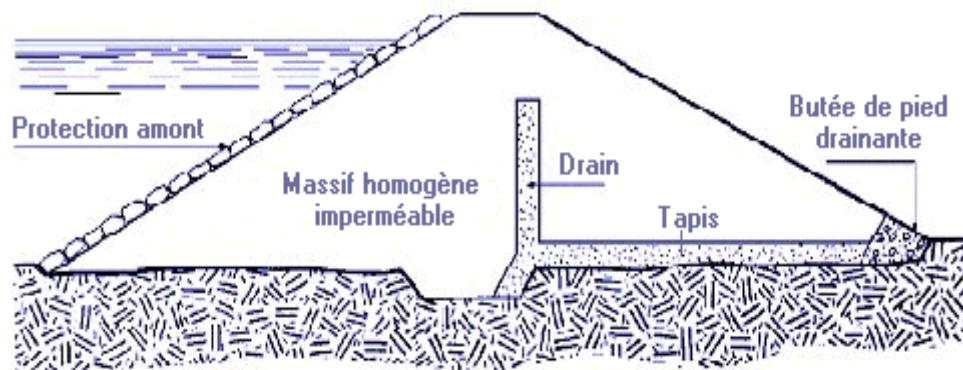
Les barrages en remblai ont un comportement plus souple sous le chargement que les barrages rigide. Construits en terre ou en enrochement, ils ont atteint des dimensions imposantes durant le XX<sup>ème</sup> siècle grâce aux progrès de la mécanique des sols et de la géotechnique, largement utilisées dans leur conception. Ils peuvent avoir des factures très différentes, homogène ou noyau d'étanchéité, à masque amont et à drain aval (Marche .C, 2008).

#### ***1.6.2.1 Barrage en terre :***

Les barrages en terre peuvent être constitués par des matériaux de caractéristiques diverses, à la différence des barrages en béton ou même en enrochements dont les matériaux constitutifs restent contenus dans des fourchettes beaucoup plus étroites (Rolley.R et als, 1977).

- **Barrage homogène :**

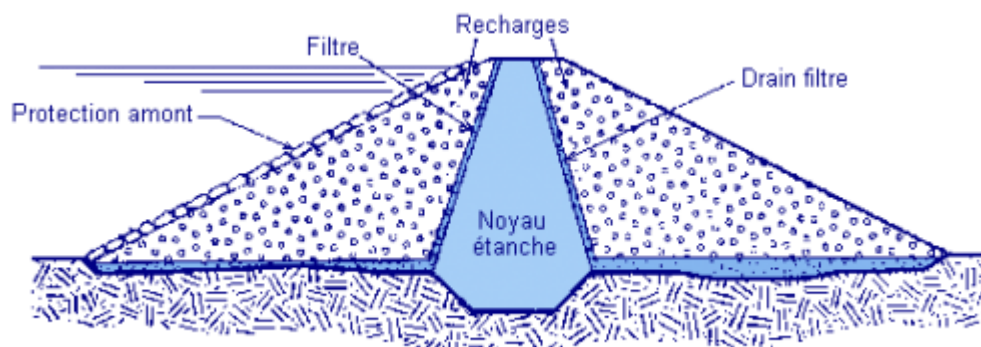
Le barrage en terre homogène est constitué d'un seul matériau meuble suffisamment imperméable pour assurer à la fois l'étanchéité et la résistance, la terre est généralement mise en place par compactage. La structure de ces barrages est souvent complétée par un dispositif de drains dans sa partie aval et d'une protection mécanique contre l'érosion dans sa partie amont (Djemili, L, 2006).



*Figure I.5 :* Barrage homogène ([www.barrages-cfbr.eu/](http://www.barrages-cfbr.eu/)).

- **Barrage à noyau étanche :**

Souvent l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place ou leurs caractéristiques géotechniques ne permettent pas d'envisager une digue homogène étanche. Dans ce cas, une solution couramment adoptée consiste à concevoir un massif en plusieurs zones (Figure I.6), dont chacune est constituée d'un matériau différent suivant le rôle que doit jouer chaque zone. L'étanchéité est assurée par un noyau imperméable constitué de terres argileuses, d'argile, de terres caillouteuses ou tout autre matériau terreux comportant une forte proportion de matériaux fins lui conférant une faible perméabilité. Cette technique permet de faire de grandes économies dans les volumes mis en œuvre et d'utiliser au mieux les matériaux disponibles sur le site (Djemili, L, 2006).



*Figure I.6:* Barrage à noyau étanche ([www.barrages-cfbr.eu/](http://www.barrages-cfbr.eu/)).



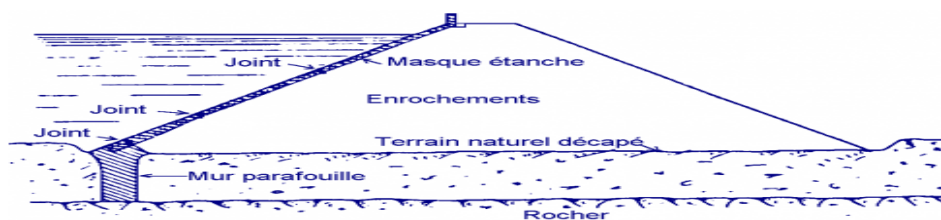
- **Barrage à masque amont :**

La réalisation d'une digue à noyau étanche peut présenter des difficultés telles que l'indisponibilité de matériaux conformes et la difficulté de mise en œuvre, cette technique devrait être alors comparée à celle d'une digue homogène à masque amont étanche.

Le masque amont (figure 1.7) est une paroi étanche posée sur le talus amont du barrage, il peut être de nature très différente: béton armé, matériel bitumineux, "bâche" et même tôle d'acier. Le corps du barrage assurant la stabilité peut être en matériau quelconque pour autant qu'il soit peu déformable (Djemili, L, 2006).



**Figure I.7:** Barrage de Monnès a masque amont en béton bitumineux en France  
([www.barrages-cfbr.eu/](http://www.barrages-cfbr.eu/)).



**Figure I.8:** barrage à masque amont ([www.barrages-cfbr.eu/](http://www.barrages-cfbr.eu/)).

### **I.6.2.2 Barrages en enrochement :**

Un barrage en enrochement n'est pas autre chose qu'un tas de cailloux à grande échelle, qui résiste par sa masse aux efforts auxquels il est soumis. Mais n'étant pas étanche par lui-même, il faut lui adjoindre un organe d'étanchéité qui constitue la partie la plus délicate, aussi bien au stade du projet qu'à celui de la réalisation (Heragmi .A, 2009).



**Figure I.9:** Le barrage d'el agrem a Jijel en enrochements compactés avec masque d'étanchéité amont en béton armé (Abdellaoui.M, 2012).

**a) Avantages de barrage des digues en terre /Enrochement à noyau :** (Anton. J et als, 2011)

- Le corps du barrage est très flexible et adaptable aux conditions du terrain ;
- Peu susceptible aux tassements et aux séismes ;
- Petite à moyenne fouille. La digue n'est pas forcément fondé sur un rocher sain ;
- La compression du sol est faible ;
- Le gradient des sous-pressions au niveau de la fondation ou du noyau est faible.

**b) Inconvénients de barrage des digues en terre /Enrochement à noyau :** (Anton. J et als, 2011)

- L'existence d'un écoulement souterrain à travers le corps du barrage risque de créer des conditions de déformations de l'ouvrage ;
- La construction d'un barrage en terre demande une quantité très importante des matériaux de construction ;
- Les barrages en terre ne résistent pas au débordement des eaux pardessus la crête ;
- La dégradation des talus peut avoir lieu par glissement ou par altération superficielle due aux conditions climatiques.

Autre type :

### ***1.6.3 Barrages mobiles :***

Les barrages mobiles sont des barrages-poids construits dans les parties aval des rivières où les formes aplaties des lits majeurs et l'importance des crues imposent la présence de vannes de très grandes dimensions et des dispositions spécifiques pour lutter contre les affouillements. Les barrages situés sur l'Isère à l'aval de Grenoble sont de ce type (Le Delliou.P, 2008).



**Figure I.10:** Barrage mobile Bremgarten-Zufikon, en suisse ([www.swissdams.ch/fr](http://www.swissdams.ch/fr)).

## ***1.7 Impact des barrages :*** ([www.colleges.planete-tp.com](http://www.colleges.planete-tp.com))

### ***1.7.1 L'impact économique et social :***

- Les retombées économiques d'un barrage peuvent être considérables dès sa phase de construction, à travers l'embauche d'ouvriers de la région ou les commandes aux sous-traitants.
- Une fois l'ouvrage mis en service, ses bienfaits se font également ressentir au niveau régional à travers la production d'électricité.
- L'impact du barrage s'avère positif grâce au tourisme, devenu un secteur économique majeur.
- Les lacs de retenue favorisent en effet la création de plages artificielles et le développement d'activités nautiques.

### ***1.7.2 L'impact humain :***

- La mise à l'eau des grands barrages, en particulier, oblige à déplacer de nombreuses personnes peut noyer d'importantes surfaces de terres cultivées.
- Par exemple, la mise en eau du plus grand barrage hydroélectrique du monde, celui des trois gorges en Chine, doit entraîner le déplacement d'environ 1,5 millions d'habitants à reloger.

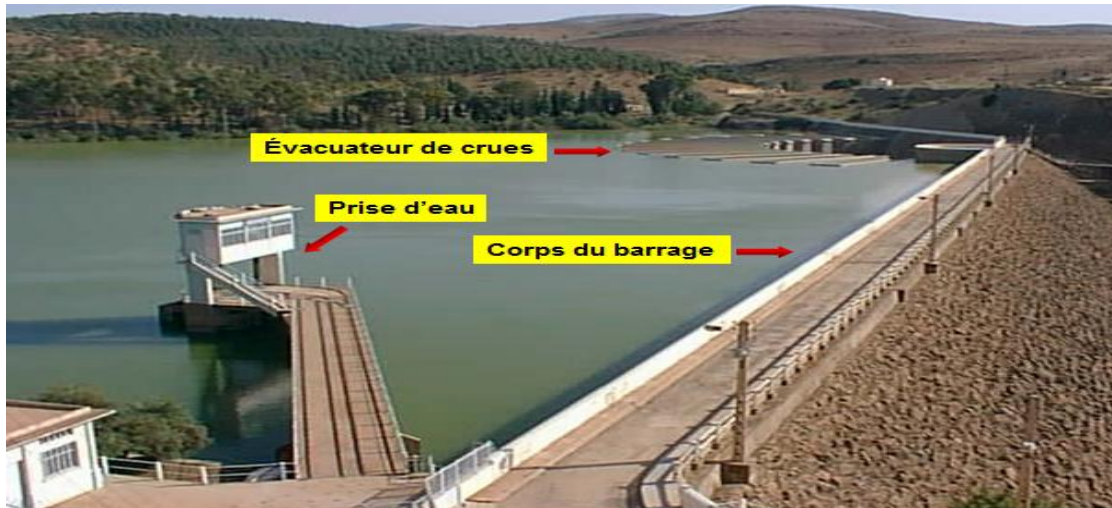
### ***1.7.3 L'impact sur l'environnement :***

Dans les pays sous-développés, inondations et sécheresses vont nécessiter la construction de barrages supplémentaires. C'est pourquoi il est essentiel de maîtriser leur impact sur l'environnement.

### ***1.8 Les ouvrages annexes :***

Le barrage intègre un certain nombre d'ouvrages dits annexes lui permettant de remplir ses fonctions :

- a) une prise d'eau.
- b) une vidange.
- c) un évacuateur de crue.



**Figure 1.11:** Ouvrages annexes ([www.soudoud-dzair.com/](http://www.soudoud-dzair.com/)).

#### ***1.8.1 La prise d'eau :***

Il s'agit d'un organe hydraulique destiné à l'exploitation de l'eau de la retenue (prise usinière, prise d'eau potable...). Il ne doit pas être considéré comme faisant partie des capacités d'évacuation des crues (CFBR, 2013).



**Figure I.12:** prise d'eau ([www.soudoud-dzair.com/](http://www.soudoud-dzair.com/)).

### ***1.8.2 Vidange de fond :***

Il s'agit d'un organe hydraulique destiné à la vidange volontaire de la retenue (en cas de désordres graves, pour des opérations d'inspection, de maintenance...). L'organe de vidange est situé en partie basse du barrage. Il peut ne pas être situé au point le plus bas du barrage (dans ce cas, la retenue ne peut pas être totalement vidée gravitairement et il reste un culot non vidangeable). L'organe de vidange n'est normalement pas compté comme évacuateur de crues (sauf s'il est explicitement conçu pour cela, avec des sécurités suffisantes pour la commande, l'alimentation électrique,... etc.) (CFBR, 2013).

### ***1.8.3 Evacuateur de crue :***

Structure au-dessus de laquelle ou à travers laquelle le débit est libéré pendant les crues. Si le débit est contrôlé à l'aide de vannes par exemple, il s'agit d'un évacuateur vanné ; dans le cas contraire, il s'agit d'un évacuateur à seuil libre (Christian.K, 2008).

L'usage est de distinguer deux types principaux d'évacuateur de crue suivant la position de leur entonnement par rapport au niveau normal de retenue :

- *Les évacuateurs de surface*, les plus fréquents, sont caractérisés par le fait que le débit excédentaire est prélevé à une cote très voisine du niveau normal de retenue ;
- *Les évacuateurs de demi-fond ou de fond*, ont leur entonnement calé très largement en dessous de ce niveau (CIGB, 1987).

### ***1.8.3.1 Evacuateur de surface :***

L'évacuateur de surface est placé selon les cas sur l'une des rives (évacuateur latéral) ou au centre du barrage (évacuateur central). Il est constitué en général d'un seuil déversant ou un déversoir latéral ou frontal suivi d'un coursier aboutissant à un bassin dissipateur d'énergie, puis au lit du cours d'eau. Cette solution présente un avantage considérable : en cas de forte crue dépassant le débit de la crue de projet, les aboutissements et affouillements éventuels n'atteindront pas le barrage et seront en général limités (CIGB, 1987).

#### *Constitution :*

L'évacuateur de surface comporte généralement trois parties :

- à l'amont, un seuil déversant sur lequel s'établit l'écoulement torrentiel et qui contrôle ainsi le débit évacué ;
- un ouvrage intermédiaire d'accompagnement à pente accentuée appelé coursier, qui entretient ou accélère l'écoulement torrentiel ;
- un ouvrage terminal à partir duquel le flot évacué revient au lit naturel : cuillère déflectrice avec ou sans fosse d'amortissement aménagée, ou bassin à ressaut ;

Le coursier et l'ouvrage terminal sont parfois inexistantes ou très partiellement réalisés : c'est le cas de certains évacuateurs de surface portés par des barrages voûtes (CIGB, 1987).

#### *a) Seuil libre :*

L'évacuateur de surface n'exige pas de vannes systématiquement. C'est un avantage remarquable car le seuil libre est préférable lorsque les conditions locales (probabilité non négligeable d'hydrogrammes de crue à front très rapide, sismicité élevée, fiabilité incertaine de l'entretien et de l'exploitation, isolement du site et difficultés d'accès) font que la disponibilité des vannes et leur utilisation opportune sont sujettes à caution (CIGB, 1987).



**Figure I.13** : Evacuateur à seuil libre ([www.barrages-cfbr.eu/](http://www.barrages-cfbr.eu/)).

*b) Seuil vanné :*

Lorsque les débits de crue sont importants et que le risque d'indisponibilité ou d'utilisation malencontreuse des vannes est insignifiant, le seuil vanné est généralement préféré car il est moins cher. Il est calé en-dessous du niveau normal de rétention de sorte que l'ouverture des vannes puisse procurer immédiatement, si nécessaire, une capacité d'évacuation importante par rapport à la crue de projet. On peut ainsi réaliser un seuil préventif avant l'arrivée d'une crue, la tranche de la retenue correspondant à la hauteur des vannes servant à la fois pour la régularisation des apports utilisés et pour l'amortissement des apports déversés. Cette façon d'exploiter la retenue n'est pas toujours la plus judicieuse (CIGB, 1987).



**Figure I.14** : Evacuateur à seuil vanné ([www.barrages-cfbr.eu/](http://www.barrages-cfbr.eu/)).

*c) Seuil mixte :*

Le seuil mixte comporte une partie non vannée à une cote relativement élevée et une autre à une inférieure surmontée par des vannes. Cette disposition peu fréquente a pour but de combiner fiabilité et économie. Les seuils équipés de vannes déversantes qui ne s'effacent que pour les crues exceptionnelles sont un autre type de seuil mixte rarement utilisé. Le seuil

mixte avec un seuil non vanné au niveau normal de retenue présente l'avantage de permettre le passage des petites crues sans manœuvre des vannes. Cette possibilité est particulièrement intéressante lorsque les vannes ne sont utilisables que de façon transitoire à faible ouverture ; elle permet ainsi d'éviter une crue intempestive à l'aval du barrage (CIGB, 1987).

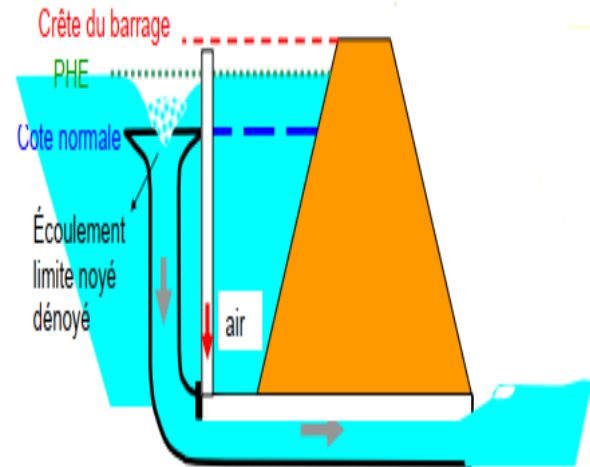
### ***1.8.3.2 Evacuateur de demi-fond et de fond :***

Fonctionnent en charge normalement sur une partie significative de leur développement ou sur toute leur longueur. Leur débit est presque toujours contrôlé par une vanne en orifice placée aval de la partie en charge. Dans certains cas, ils sont utilisés pour évacuer de forts débits, sous faible charge ou à écoulement libre, pour l'élimination de sédiments, après que la retenue a été abaissée notablement ou vidée ; ce sont alors des vidanges de grande capacité plutôt que des évacuateurs de crue dont la pleine capacité potentielle sous retenue pleine est rarement utilisée (CIGB, 1987).

#### *a) Evacuateur en Tulipe :*

Les tulipes, dans lesquelles le déversoir est en fait une courbe horizontale fermée (souvent un cercle) et où l'eau est évacuée par un puits vertical ou incliné prenant naissance dans la retenue et sortant en aval par un ouvrage en charge ou à surface libre après une section de contrôle. Ces évacuateurs sont sensibles aux corps flottants car le diamètre du puits, ainsi que la section du coude inférieur de raccordement à la galerie d'évacuation ou la section de contrôle de l'écoulement aval, sont souvent trop faibles par rapport aux dimensions d'un arbre avec racines et branches ; à minima, il est recommandé d'avoir un diamètre supérieur à 6 m et une géométrie adaptée au passage des corps flottants (CFBR, 2013).





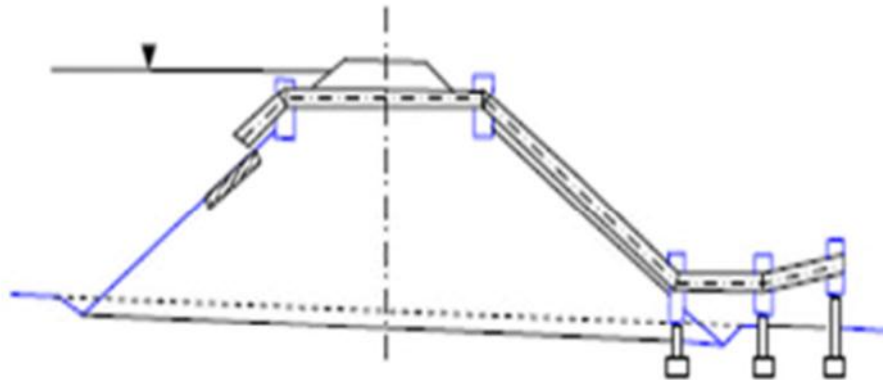
**Figure I.15:** évacuateur de crue tulipe en forme circulaire, de barrage Carassina en suisse ([www.swissdams.ch/fr](http://www.swissdams.ch/fr)).



**Figure 16 :** Evacuateur de crue tulipe en forme marguerite, de barrage de Sarno willaya de Sidi Belabbes ([www.soudoud-dzair.com/](http://www.soudoud-dzair.com/)).

*b) Evacuateur siphon :*

Les siphons évacuateurs de crues (figure I.17) sont des systèmes qui permettent d'évacuer des débits importants de façon automatique avec de faibles variations de niveau amont. Il suffit en général de 2 à 3 cm pour créer l'amorçage hydraulique d'un siphon et faire passer son débit de quelques  $\text{m}^3/\text{s}$  à quelques dizaines de  $\text{m}^3/\text{s}$ . Ces dispositifs présentent l'avantage d'une totale autonomie (pas de source d'énergie) et de l'absence de pièce en mouvement (CFBR, 2013).



*Figure I.17* : Evacuateur en siphon (Labioud.H, 2015).

#### ***I.8.3.4 Facteur intervenant dans le choix du type d'évacuateur :*** (CIGB, 1987)

Outre l'importance du risque en termes de vies humaines et le coût de construction, les facteurs principaux à considérer dans le choix de l'évacuateur le plus approprié à un projet donné, sont les suivants :

- La qualité des prévisions de crues ;
- La sismicité de la zone de l'aménagement et la fiabilité de l'exploitation ;
- La durée et les degrés d'utilisation ;
- Les conditions topographiques, géologiques et géotechniques particulières du site aménagé ;
- Le type de barrage ;
- Les conditions d'exploitation.

#### ***I.8.3.5 Entretien des ouvrages d'évacuation :***

En ce qui concerne le génie civil, les évacuateurs ne posent pas de problème d'entretien particulier par rapport au barrage et ses autres ouvrages annexes. Le fini de surface exigé des susceptibles d'être érodées par cavitation nécessite toutefois plus d'attention que les autres atmosphériques ou 'impact accidenté d'un solide (outil, échafaudage, pierres) doivent être réparés avant que l'évacuateur soit remis en service. Les parties traitées antérieurement par meulage exigent une surveillance spéciale à cause de leur fragilité plus grande. Les dépôts ou concrétions durs (carbonates) doivent être éliminés.

L'entretien des vannes est évidemment primordial. La meilleure solution est de procéder à leurs manœuvres périodiques à pleine ou moyenne charge. Toutefois, dans de nombreux cas, les vannes retiennent l'eau en permanence et leur ouverture temporaire pour

une manœuvre d'entretien complète signifierait une perte inadmissible d'apports régularisés et produirait une crue artificielle inopportune. Un système de batardage qui permette l'entretien périodique de la vanne et ses pièces fixes est alors indispensables (CIGB, 1987).

### ***1.9 Les déversoirs :***

Les déversoirs de crue sont des ouvrages annexes aux barrages, qui permettent la restitution des débits de crues excédentaires (non stockés dans le réservoir) à l'aval du barrage.

D'une importance primordiale pour la sécurité du barrage, les déversoirs doivent être en mesure d'empêcher le débordement de l'eau par-dessus la digue et l'apparition de phénomènes d'érosion à l'aval de la digue dans la zone de rejet dans l'oued (Khelifa.M et al, 2012).

#### ***1.9.1 Choix de type de déversoir :*** (Khelifa.M et al, 2012)

Le choix entre un déversoir de surface et un déversoir en charge dépend :

- de l'importance des débits à évacuer
- de la dénivellation entre la cote des plus hautes eaux et celle du lit de l'oued dans la zone de rejet des eaux à l'aval,
- de la nature des terrains traversés par l'ouvrage, en particulier par le canal ou coursier (rendant nécessaire ou pas le revêtement).

Dans tous les cas, il est recommandé de concevoir l'évacuateur de crues le plus simplement possible afin de circonscrire les coûts dans les limites raisonnables.

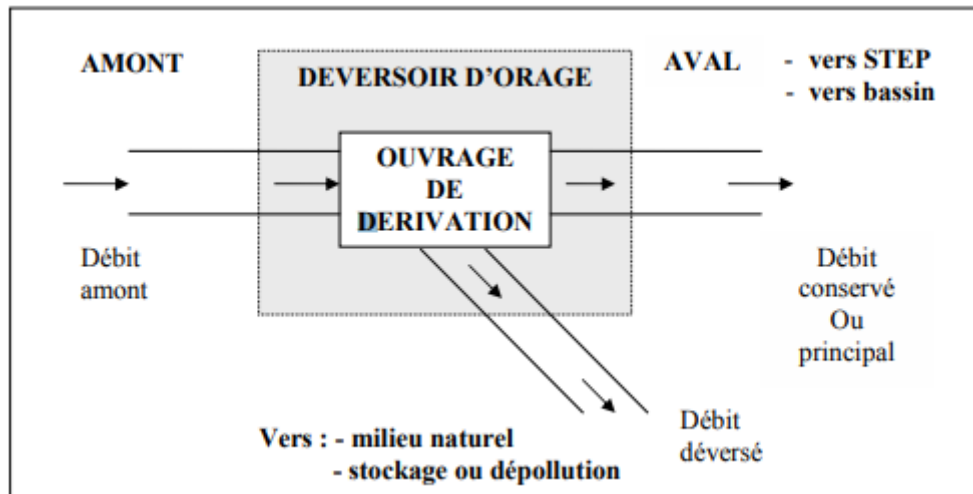
Il faut noter que les déversoirs en charge ont, par rapport aux déversoirs de surface :

- une marge de sécurité beaucoup moins grande, due aux variations du débit en fonction de la charge nettement moins élevée ( $H^{\frac{1}{2}}$  et  $H^{\frac{3}{2}}$ ).
- Un coût de réalisation plus élevé ;

#### ***1.9.2 Domaine d'utilisation de déversoir :***

✓ Les déversoirs d'orage sont généralement installés sur les réseaux unitaires dans le but de limiter les apports au réseau aval. Cette limitation permet de protéger les populations urbaines des inondations et la station d'épuration (STEP) d'une surcharge hydraulique en cas de pluie. Il rejette directement une partie des effluents au milieu naturel lorsque le débit à

l'amont dépasse une certaine valeur que l'on appelle réglementairement (débit de référence) (Lipeme Kouyi. G, 2004).



**Figure I.18 :** Schéma de principe du déversoir d'orage. (Lipeme Kouyi. G, 2004)

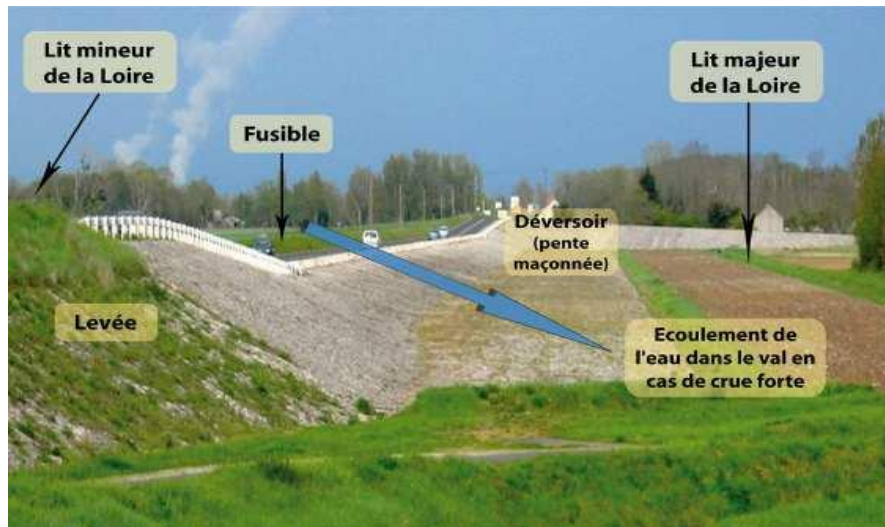
✓ Les évacuateurs de crue sont des déversoirs installés comme des ouvrages annexes dans les barrages. Ils permettent d'évacuer les crues (le débit que le barrage ne peut supporter) afin d'empêcher le corps du barrage à submerger (Zerguit.N, 2018).



**Figure I.19:** Evacuateur de crue du barrage Grangent France (Zerguit.N, 2018).

✓ Les digues n'assurent leur fonction de protection contre les inondations que jusqu'à une certaine occurrence de crue. Au-delà, l'eau risque d'endommager la digue, particulièrement en cas de surverse sur des sections non aménagées à cet effet. La rupture par

surverse crée dans la zone protégée que l'absence de digue: vitesse de l'eau très importante, tant en déplacement horizontal qu'en montée verticale (Zerguit.N, 2018).



**Figure 1.20** : déversoir d'endiguement de protection contre les inondations (Zerguit.N, 2018).

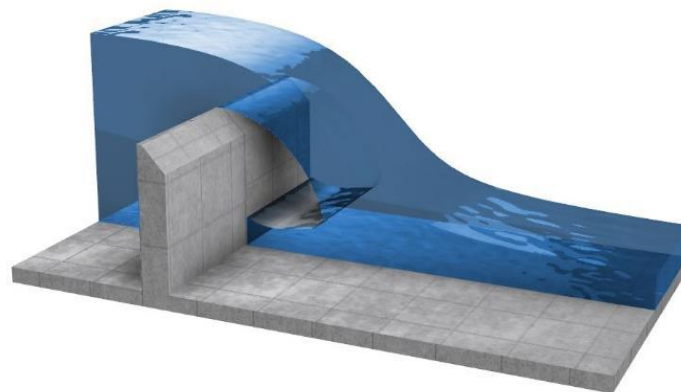
### ***1.9.3 Les types des déversoirs :***

On classe les déversoirs en deux groupes :

- ✓ Déversoir rectiligne.
- ✓ Déversoir non rectiligne.

#### ***1.9.3.1 Déversoir rectiligne***

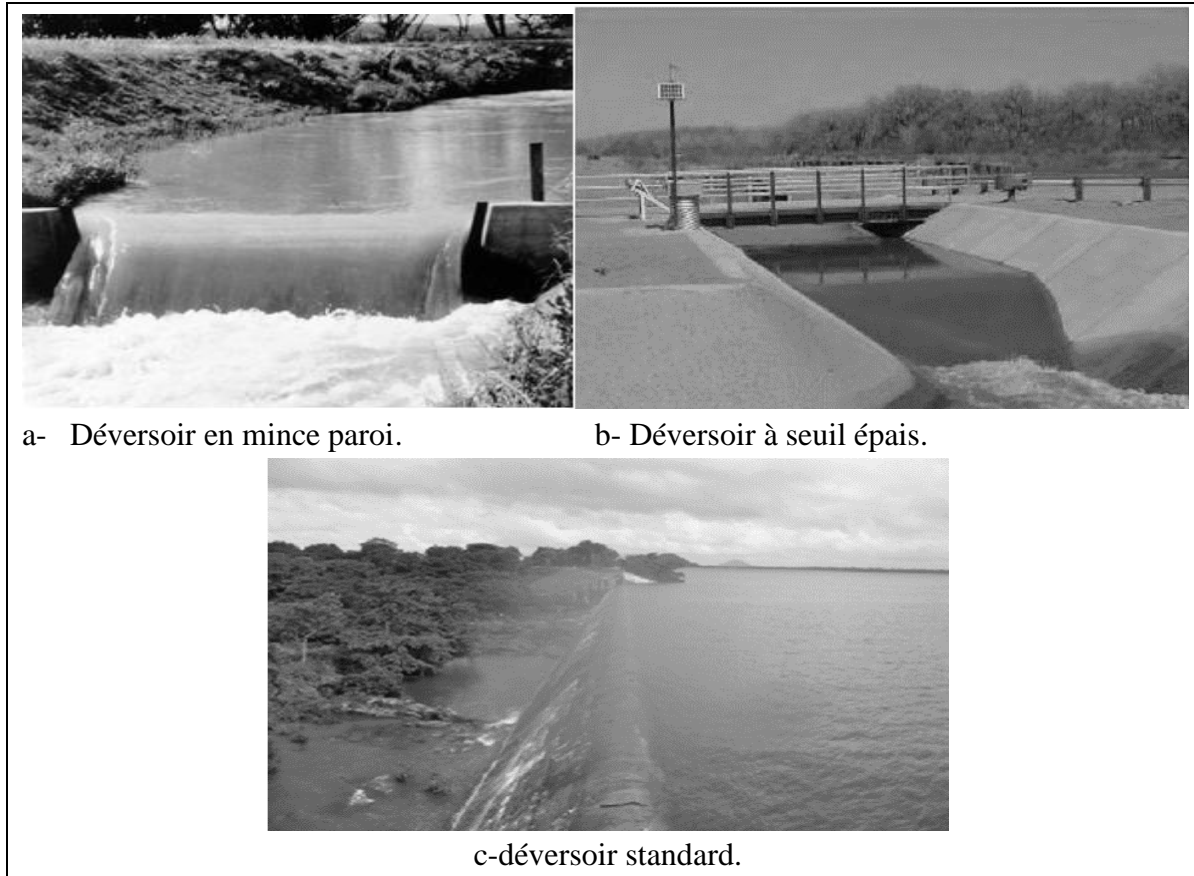
Lorsque le seuil d'un déversoir est en alignement rectiligne, ce type de déversoir est appelé déversoir rectiligne. Le débit qui transite sur un déversoir rectiligne est étroitement lié à la largeur  $W$  et la charge sur le seuil  $H$ . Selon la géométrie de la crête ce type de déversoir peut-être en mince paroi, seuil épais ou standard (Belaabed.F, 2011).



**Figure 1.21** : Schéma d'un déversoir rectiligne (Athmani B, 2019).

Type du déversoir rectiligne :

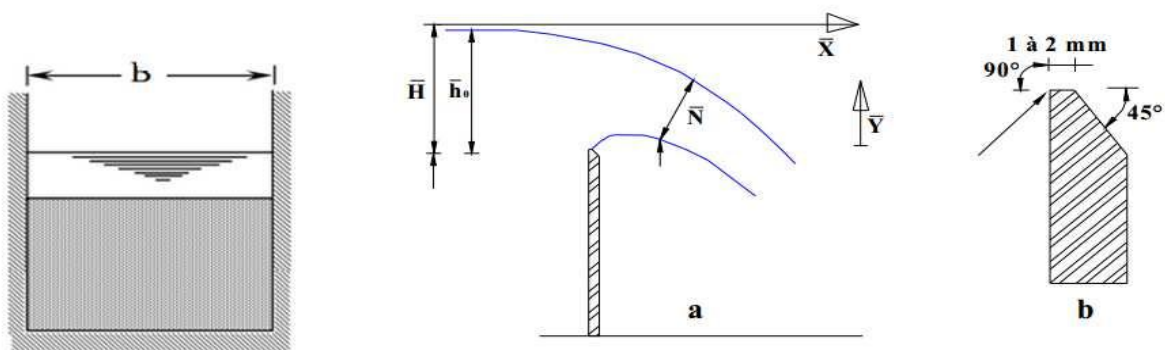
- ✓ Déversoir à mince paroi.
- ✓ Déversoir à large seuil.
- ✓ Déversoir standard.



**Figure I.22 :** type de déversoir rectiligne (Laiadi.A, 2018).

a) *Déversoir à mince paroi :*

Un déversoir peut être considéré comme un orifice incomplet. Les déversoirs peuvent être en mince paroi, quand les dimensions de la partie du seuil qui est en contact avec l'eau, c'est-à-dire l'épaisseur de la crête sont très réduites (1 à 2mm) (Lencastre.A, 1996).



**Figure I.23:** Déversoir à mince paroi sans contraction (Belaabed.F, 2011).

La charge totale amont sur le déversoir peut être exprimée par la relation de Bernoulli :

$$H = \bar{h}_0 + \frac{Q^2}{2gb^2(h_0 + w)^2} \quad (\text{I-01})$$

- H: Charge amont sur le déversoir (m) ;
- $\bar{h}_0$ : Hauteur d'eau amont (m) ;
- w: Hauteur de déversoir du fond du canal jusqu' à la crête (m) ;
- Q : Débit qui transite sur le déversoir (m<sup>3</sup>/s) ;
- b : Largeur de la crête (m) ;
- g : Accélération de la pesanteur (m/s<sup>2</sup>).

Le débit Q est corrélé avec la hauteur d'eau amont  $\bar{h}_0$  par :

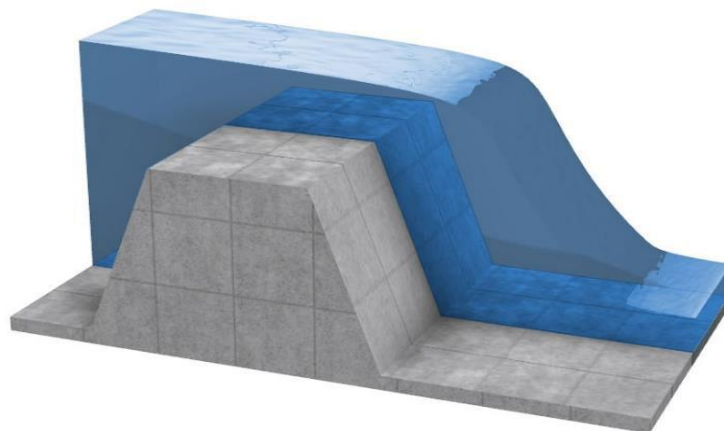
$$Q = C_d b \sqrt{2g} \bar{h}_0^{3/2} \quad (\text{I-02})$$

Avec :

- Q : Débit qui transite sur le déversoir ;
- b : Largeur de la crête ;
- $\bar{h}_0$ : Hauteur d'eau de la pesanteur.

*b) Déversoir à seuil épais:*

Le déversoir est considéré a seuil épais dans le cas où la largeur du seuil est suffisamment grande pour quelle assure une forme régulière de la nappe déversante le long du seuil, les filets liquides sont parallèles et horizontaux (Belaabed.F, 2011).



**Figure I.24 :** Déversoir à seuil épais (Athmani B, 2019).

Le calcul simplifié introduit un coefficient de correction  $C_e$  dans la formule générale du déversoir en mince paroi.

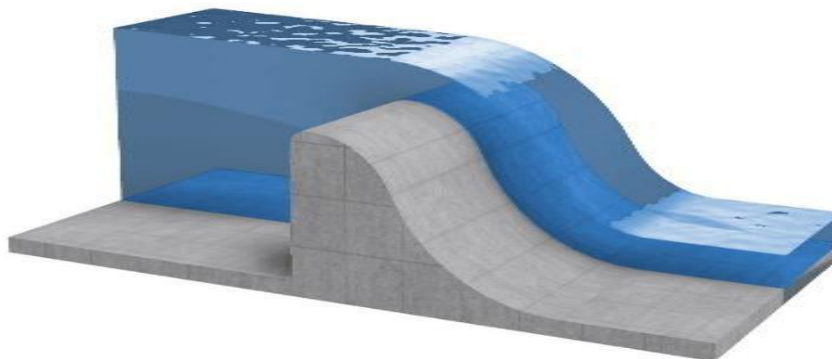
$$Q = C_d C_e B \sqrt{2g} H^{3/2} \quad (\text{I-03})$$

Avec :

- H : Charge totale sur le déversoir (m) ;
- Q : Débit évacué ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) ;
- $C_d$  : Coefficient de débit ;
- $C_e$  : Coefficient de correction ;
- B : Largeur du déversoir (m) ;
- g : Accélération de la pesanteur ( $\text{m}/\text{s}^2$ ).

*c) Déversoir standard :*

Le déversoir rectiligne standard dit de type Creager est celui souvent rencontré en pratique. Il s'agit d'un déversoir dont le profil correspond à celui de la face inférieure de la lame déversant qui se développe au-dessus d'un déversoir à seuil mince.



**Figure I.25 :** Déversoir standard (Creager) (Athmani B, 2019).

L'équation devient :

$$Q = C_d b \sqrt{2g} H^{3/2} \quad (\text{I-04})$$

$C_d$  est le coefficient de débit du déversoir standard. (Laiadi.A, 2018)

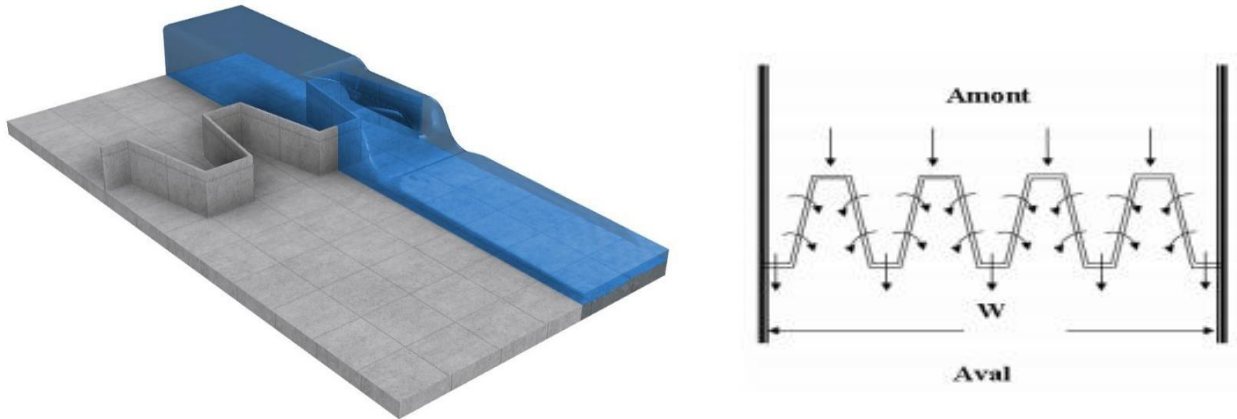
### ***1.9.3.2 Déversoir non rectiligne :***

Les déversoirs non rectilignes sont caractérisés par un axe de crête discontinu en plan, ce qui permet d'avoir une longueur de crête plus importante que la largeur de l'emprise du déversoir. L'objectif est d'augmenter le débit par unité de largeur du déversoir pour une charge de fonctionnement donnée (Belaabed.F, 2011).



a) *Déversoir en labyrinthe :*

La conception de déversoir en labyrinthe se base essentiellement sur la modification de l'alignement de la crête de la forme rectiligne à la forme d'alignement non rectiligne sous forme de lignes discontinues. Ce type de déversoir représente une structure idéale pour faire passer des fortes crues à des charges comparativement faibles. Il est souvent utilisé lorsque la largeur de l'emprise est limitée ou dans les conditions de charge maximale réduite (Belaabed.F, 2011).



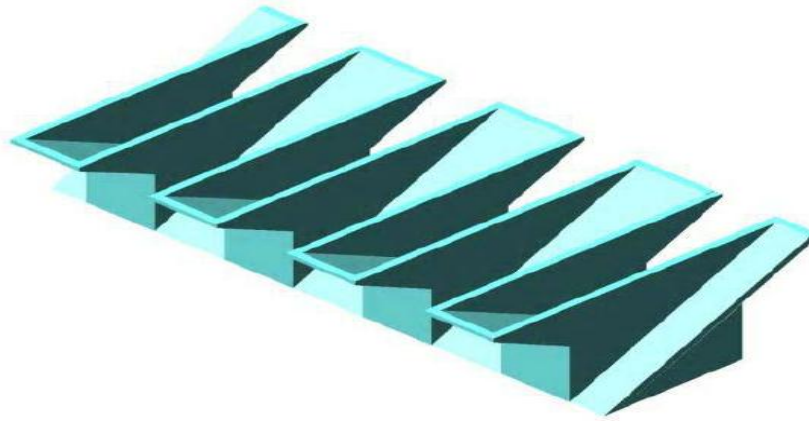
**Figure I.26 :** Déversoirs non rectiligne (déversoirs labyrinthe) (Athmani B, 2019).

b) *Déversoir en touches de piano :*

Le déversoir en touches de piano (PK-Weir) représente une alternative rentable du point de vue hydraulique et économique. Il est recommandé à la fois pour les nouveaux barrages et les barrages existants qui nécessitent la réadaptation de l'évacuateur de crues. Ce type de déversoir est caractérisé par une grande capacité d'évacuation sous une charge relativement faible contrairement aux déversoirs rectilignes. Cet avantage inclut le faible coût de réalisation en comparaison avec les déversoirs rectilignes (Ouamane.A et al, 2006).



**Figure I.27:** Déversoir en touches de piano (Djedia.R, 2016).



**Figure I.28:** Vue en perspective d'un déversoir PK-Weir (Anderson, 2011).

Ce nouveau type de déversoir offre les avantages des déversoirs en labyrinthe traditionnels en multipliant par au moins quatre le débit spécifique des déversoirs standards (Figure I.25), il offre un entretien et une utilisation aisés, permettant l'évacuation de débits allant jusqu'à  $100 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$  et favorisant un gain sur la hauteur de la retenue pour un même degré de sécurité (Ouamane.A et al, 2006).

### ***1.10 Bassins d'amortissement ou de dissipation d'énergie :***

Ce sont des ouvrages associés au déversoir qui ont pour rôle de dissiper l'énergie cinétique de l'eau à la sortie aval du chenal, du coursier ou de la conduite (suivant le type de déversoirs). La création d'un ressaut hydraulique, transforme un courant torrentiel (rapide) en un courant fluvial (lent) pouvant être restitué sans risque dans le lit de l'oued.

La figure I.29 illustre les différents types d'ouvrages de dissipation d'énergie. Les dissipateurs à auge nécessitent la présence d'un lit en matériau rocheux très compact et stable pour éviter les affouillements. Ces différents suivent la nature de l'écoulement :

- Dans le cas d'ouvrage de dissipation avec bec de refoulement, l'écoulement est totalement submergé par le courant aval (Figure I.29 a). Le bec terminal est surélevé par rapport au fond du lit, afin de protéger la structure en béton des chocs provoqués par les matériaux accumulés par le remous. Le fonctionnement de ces ouvrages nécessite, dans le lit aval, une hauteur d'eau d'environ 110 % de celle requise pour la formation du ressaut.
- L'ouvrage de dissipation en saut de ski donne un écoulement émergent du courant aval (Figure I.29 b). Si des affouillements sont à craindre, il y a lieu d'augmenter la dissipation de l'énergie avant que l'écoulement rejoigne le lit aval au moyen de blocs de béton permettant d'amortir le jet d'eau à la sortie du bassin (Figure I.29 c et d) (Khlifa.M et al, 2012).

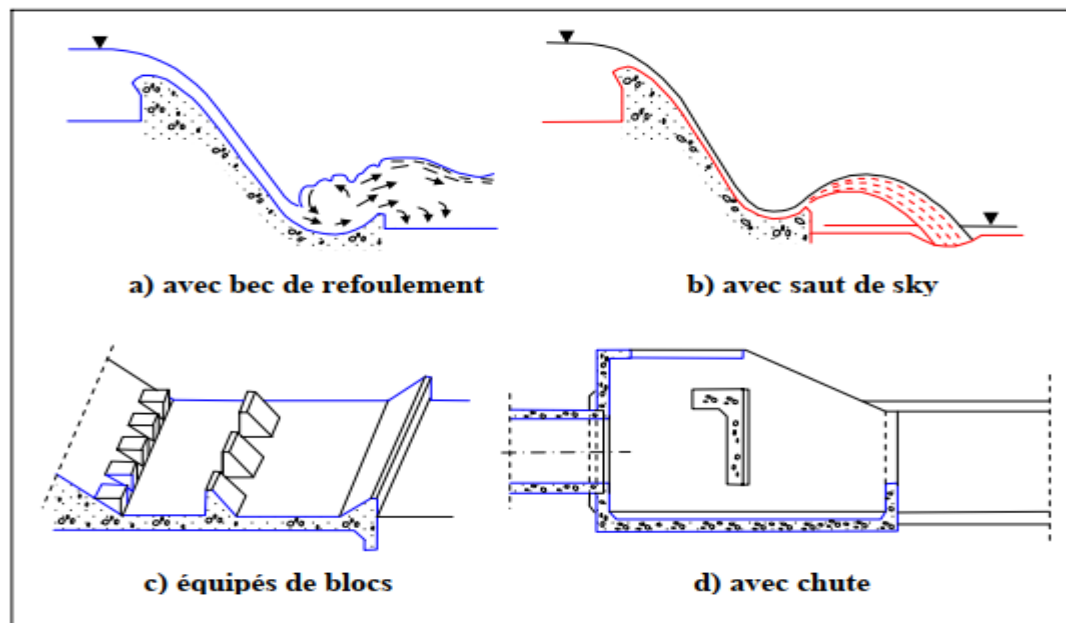


Figure I.29 : Types de Bassin de dissipation d'énergie (Khelifa.M et al, 2012).

### I.11 Conclusion

L'étude bibliographique a eu pour objectif d'identifier les différents travaux de recherche effectués dans le domaine des ouvrages hydraulique (barrages, évacuateurs de crues, déversoirs et bassins d'amortissement).

Dans un premier temps, cette étude nous a permis de faire un état de connaissance sur la définition de chaque type de barrage et leurs impacts (économique et social, humain et sur l'environnement).

Les barrages sont devisés essentiellement en deux grandes familles :

- Les barrages en béton (poids, voute, contreforts et en BCR), la construction de ces barrages est presque toujours réalisée en utilisant le béton.
- Les barrages en remblai (homogène, à noyau étanche et à masque amont), ils peuvent être construit pratiquement de tous les types de matériaux disponibles sur site.

Dans un second temps, nous avons abordé les travaux entrepris dans le domaine des ouvrages annexes contenus dans les barrages, qui sont : la prise d'eau, vidange de fond et l'évacuateur de crue.

La prise d'eau c'est un ouvrage qui permet de prélever l'eau pour son utilisation.

La vidange de fond c'est un ouvrage qui permet de vidanger partiellement ou totalement la retenue.

L'évacuateur de crue c'est un ouvrage qui permet le passage des crues quand le barrage est rempli et cet ouvrage divisé en deux catégories selon les principes type : l'évacuateur de surface et l'évacuateur de demi-fond et de fond.

Les déversoirs de crue sont des ouvrages hydrauliques, qui permettent la restitution des débits de crues excédentaires (non stockés dans le réservoir) à l'aval du barrage. Selon l'alignement du seuil déversant, les déversoirs sont classés en deux types, rectilignes et non rectilignes.

Les bassins d'amortissement ou de dissipation d'énergie ce sont des ouvrages associés au déversoir qui ont pour rôle de dissiper l'énergie cinétique de l'eau à la sortie aval du chenal, du coursier ou de la conduite (suivant le type de déversoirs).

# **Chapitre II :**

## **Révision des données naturelles**

### II.1 Introduction :

Dans ce présent chapitre nous allons traiter les données relatives à la région d'étude, ces données seront exploitées dans l'étude topographique, géographique, géologique et géotechnique.

### II.2 Situation géographique de la zone d'étude :

La retenue collinaire sur Oued Ketami se trouve au sud de la commune de Seriana à 1.5 km à vol d'oiseau, et à 1Km environ de la route CW N°40 et au Nord de la ville de Batna à une distance de 10 Km environ à vol d'oiseau (Figure II.1).

Le site de la retenue est localisé sur la carte d'état-major de Corneille à l'échelle 1/50000. Feuille N° 172 par les coordonnées Lambert ci-dessous :

- X : 815,970 Km
- Y : 270,460 Km
- Z : 903 m N.G.A



(Extrait de la carte Touristique Algérie) : 1/500 000

Figure II 1 : Carte de situation de la future retenue collinaire.

### ***II.2.1 L'objectif du projet :***

Ce projet d'exécution a pour objectif de répondre aux besoins en irrigation des terres agricoles. Le but principal de la construction de cette retenue collinaire est essentiellement le stockage d'un volume d'eau important destinés principalement à l'irrigation du périmètre à l'aval de la retenue.

### ***II.2.2 Choix de l'axe de la retenue collinaire :***

L'étude de faisabilité à envisager deux sites :

Un site amont et un site aval (situé à 450 m à l'aval de l'axe amont).

Sur la base des conditions topographiques, géologiques, géotechnique et hydrologiques, l'axe amont a été jugé plus favorable pour l'implantation de la retenue collinaire.

### ***II.3 Etude géologique :***

Les principaux travaux à réaliser dans le cadre de cette phase sont la description de la géologie de la région d'étude dite géologie régionale, la géologie du site, disponibilité des matériaux de construction et un aperçu sur les contraintes et les avantages liées au site choisie pour cette étude.

#### ***II.3.1 Géologie régionale :***

##### ***➤ Nature et fréquence des terrains :***

Trois ensembles de terrains sont à signalés :

- Les terrains actuels essentiellement des terres arables et des glacis polygéniques.
- Les terrains anciens généralement carbonatés.
- Les terrains triasiques, ce sont des formations gypseuses.

##### ***➤ Disposition des terrains :***

Trois catégories peuvent se distingués :

- L'une disposée horizontalement, l'autre avec une disposition allongée suivant la direction E -W en fin la 3<sup>ème</sup> catégorie avec une disposition quelconque.

##### ***➤ Disposition structuraux à l'échelle régionale :***

De nombreux dispositions structuraux sont à observés, les plus spectaculaires sont les failles qui ont deux directions différentes, et parfois elles sont conjuguées, dans le bloc sud,

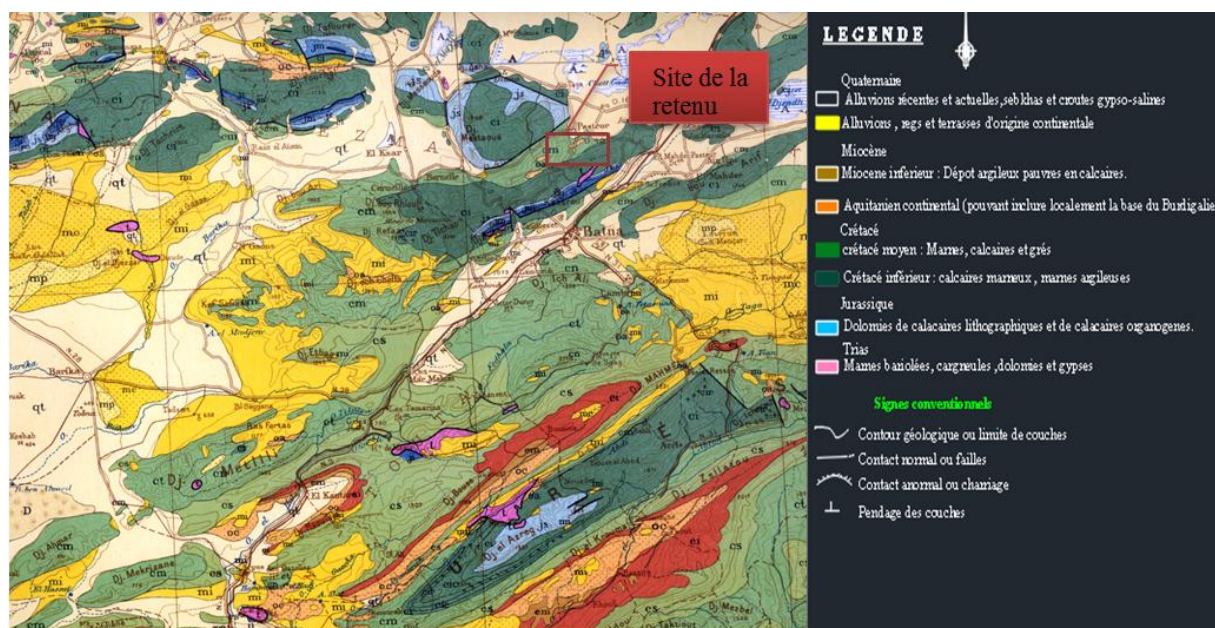
on signale la présence d'un grand pli, avec une vaste structure représentant une anticlinal, et en fin les chevauchements qui sont soit visibles ; soit cachés.

➤ *Analyse stratigraphique :*

Nous allons dans ce paragraphe, nous limité à la description des faciès par la distinction entre les formations des différents systèmes :

- *Lias* : indifférencié, ce sont des calcaires, dolomies et toarcien de type « ammonitico-rosso » au sommet, l'abondance des débris d'échinodermes et de lamellibranches indique un milieu de sédimentation peu profond.
- *Jurassique* : à filaments calcaires à silex, avec la présence des radiolcaires, des ammonites et surtout des protoglobogérines du jurassique supérieur au barriasien, on note une alternance des marnes à ammonites et de biomicrites à saccocomites puis calyionelles.
- *Néocomien* : ce sont les pélites et grés de ravin bleu à rares intercalation calcaires à la base.
- *Barrémien* : calcaro -dolomitique et surtout gréseux au sommet.
- *Aptien* : ce sont des formations à dominâtes marneuses avec un faciès carbonaté, dolomies, marnes et calcaire à orbitolines.
- *Albien – vraconien* : ce sont des argiles, marnes biomicrites à hedbergelles, grés et calcaires organogènes à orbitolines.
- *Cenomanien* : ce sont des calcaires à capinides ou miliolides à la base, marnes à aspidiscus affleurant très mal.
- *Turonien* : calcaires à hippurites, marno – calcaires butimineux à la base. Du turonien jusqu'au miocène on a une lacune stratigraphique, elle est due à un arrêt de sédimentation provoqué par une émerision.
- *Miocène* : ce sont des conglomérats, grés et marnes transgréssif ce qui indique un milieu très peu profond.





Carte géologique : 1/50 000

**Figure II.2:** Carte géologique de la zone d'étude.

### II.3.2 Sismicité de la région d'étude :

Basées sur un étude sismologique expérimentale historique et géologique (Seismic Hazard Manning of Algeria , par Harcat and Shah Stanford University June 1978), des cartes d'iso accélération séismique utilisant un modèle Bayésien pour les périodes 1000,500, et 100 ans furent établies . Les cartes permettent d'obtenir l'accélération de crête en un lieu donné. Le site d'Ain Tabith se situe dans la première zone séismique.

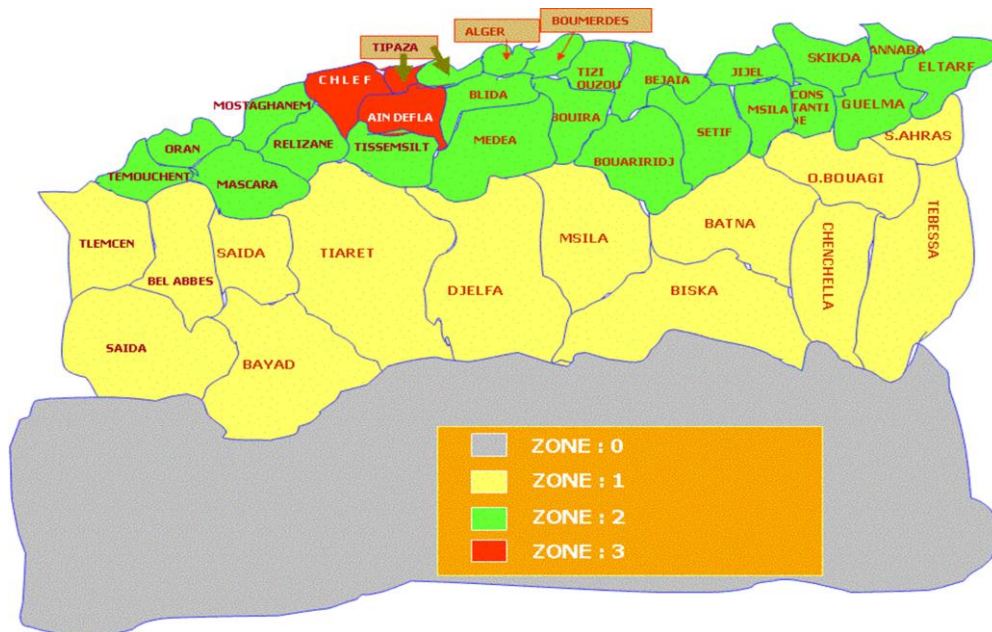
Le département observatoire de physique du globe, service séismologie a publié en 1978, la carte des intensités maxima observées de 1716 à 1975. Sur cette carte, le site de la retenue collinaire se situe dans la zone I<sup>ère</sup> degré des intensités maxima ressenties (échelle macrosismique internationale. Sur l'échelle Mercalli modifiée, le degré I correspond à des degrés peu importants pour des constructions ordinaires et des dégâts négligeables dans les bâtiments bien conçus et bien construits.

Différentes méthodes sont utilisées et la valeur à adopter est 0.2 g pour les effets d'accélération séismique horizontale dans la région étudiée.

Le CTC a établi récemment la carte des zones séismiques. Le site se situe dans la première zone séismique (zone I) qui correspond à une région de relativement forte en sismicité.

Connaissant le groupe d'usage auquel appartient notre ouvrage, on peut aisément déduire le coefficient d'accélération séismique «  $\alpha$  » dont il faut tenir compte dans les calculs

relatifs à l'ouvrage. Selon le règlement parasismique algérien de 1988 le coefficient d'accélération séismique est :  $\alpha = 0.25$



**Figure II.3 :** Carte de classification des zones sismiques en Algérie (Elyebdri. M et Benabdallah. I, 2016).

### II.3.3 Géologie de la zone d'emprise de la digue :

Les sédiments détritiques composées de graviers, cailloux, galets et sables comblant le fond de la vallée de l'Oued Ketami sont perméables ( $10^{-1}$  à  $10^{-3}$  cm/s).

Les argiles rouges a rares débris caillouteux sur les flancs de la vallée de la retenue collinaire de l'Oued Ketami sont faiblement perméables à imperméables, leur perméabilité de l'ordre de ( $10^{-7}$  cm/s).

Les marnes jaunes à bleu constituant le substratum de fondation de la digue sont pratiquement imperméables ( $10^{-8}$  cm/s), donc l'étanchéité est garantie par ce substratum à dominance marneuse imperméables qui joue le rôle de tapis étanche, néanmoins la présence des dépôts alluvionnaires au fond de la vallée, nous oblige à ancrer la digue jusqu'au Bed-Rock sain imperméable après avoir décapé le toit altéré, donc une clé d'ancrage de 0,80 à 1 mètre.

### II.3.4 Fondation de la digue est ouvrages annexes :

#### ➤ Corps de la digue :

Suite à la forte perméabilité des sédiments pulvérulents alluvionnaires, la digue de la retenue collinaire sur Oued Ketami doit être ancrée au fond de la vallée jusqu'au Bed Rock

marneux imperméable sain après décapage de son toit généralement altéré et de la couche (couverture) alluvionnaire.

Sur les flancs droit et gauche, la digue sera fondée sur les argiles rouges à rares débris caillouteux après avoir décaper la couche végétale.

Les amonts et avales de la digue seront fondés au fond du thalweg sur les terrasses alluvionnaires au niveau des berges sur les argiles rouges à rares débris caillouteux, après décapage de la couche végétale.

➤ ***Evacuateur de crue***

Il sera fondé sur la rive gauche de la digue, sur les argiles rouges à rares débris caillouteux.

➤ ***Prise d'eau et vidange de fond***

Elle sera fondée dans la partie centrale de la digue traversant les argiles rouges à rares débris caillouteux.

### ***II.3.5 Matériaux de construction de la retenue collinaire :***

➤ ***Matériaux d'étanchéité :***

Les matériaux nécessaires à l'étanchéité de la retenue seront empruntés en quantité des argiles rouges en amont de l'axe de la digue, et sur la partie gauche de l'oued Ketami située en aval de l'axe de la digue.

➤ ***Matériaux pour Rip- Rap:***

Les matériaux rocheux nécessaires à la protection du talus amont de la digue (enrochement), seront exploités par collecte à partir des bancs calcaires situés au alentour du site.

### ***II.4 Etude géotechnique :***

L'étude géotechnique de la retenue collinaire d'Ain Tabith, basée essentiellement sur les visites de reconnaissance de terrain, durant lesquelles, on a tracé un programme des travaux de terrain (exécution des failles avec prélèvements des échantillons de sol en différents endroits et à des différentes profondeurs), et de laboratoire (essais géotechniques du sol prélevé).

### **II.4.1 Prospection géotechnique de terrain :**

Huit (08) failles, d'une profondeur moyenne de 03.00 mètre linéaires chacun, ont été réalisés en différents endroits de la retenue collinaire. Oued Ketami (Zone d'emprise, suivant l'axe de la digue et zone d'emprunt) suivi de prélèvement d'échantillon de sous-sol prélevé à différentes profondeurs, et ceci dans le but de connaître en structure géo mécanique des terrains d'assise et de fondation de la digue et ses ouvrages annexes, et d'autre part de déterminer l'évaluation quantitative et qualitative des matériaux d'emprunt nécessaires à la construction de la dite retenue.

### **II.4.2 Prospection géotechnique de laboratoire :**

Il a été réalisé des essais physiques et mécaniques sur des échantillons remaniés et sur des échantillons intacts.

#### **a) Essais physiques d'identification et de classification :**

- Teneur en eau naturelle ( $W_n$ )..... 07essais
- Densité sèche ( $\gamma_d$ )..... 07 essais
- Degré de saturation ( $S_r$ )..... 07essais
- Limite de liquidité ( $W_l$ )..... 07essais
- Indice de plasticité ( $I_p$ )..... 07essais
- Granulométrie..... 07essais
- Sédimentométrie..... 07essais

#### **b) Essais mécaniques :**

- *Compression à l'oedomètre :*
  - Compressibilité ( $P_c$ ) ..... 07 essais
  - Coefficient de tassement ( $c_c$ )..... 07 essais
  - Coefficient de gonflement ( $C_g$ )..... 07 essais
- *Coefficient de perméabilité (K) :*
  - perméabilité (K).....07essais
- *Cisaillement rectiligne boite casagrande type UU :*
  - Cohésion ( $C_u$ ).....07 essais
  - Angle de frottement ( $\phi_u$ ).....07 essais
- *Compactage selon Proctor normal :*
  - Teneur en eau maximale ( $W_{max.}$ )..... 04 essais

- Densité sèche optimale ( $(\gamma_{d \text{ opt.}})$ )..... 04 essais
- Densité sèche optimale à 95% de saturation ( $(\delta_{\text{opt 95\%}})$ )...04 essais

**c) Essais chimiques :**

- Teneur en carbonates ( $(\text{Caco}_3)$ ) ..... 07 essais
- Teneur en insolubles.....07 essais
- Teneur en gypses ( $(\text{CaSo}_4, 2\text{H}_2\text{o})$ ) ..... 07 essais

### **II.4.3 Résultats géotechnique du terrain et des essais au laboratoire :**

#### **II.4.3.1 Terrains d'assise et de fondation de la digue :**

Les résultats des essais géotechniques de laboratoire pour les argiles se présentent comme suit :

##### **II.4.3.1 .1 Eboulis et alluvions actuelles récentes du fond des vallées :**

Ce sont des particules constituées par des sables, cailloux, graviers et même des blocs. Elles ont été détectées au niveau du lit de l'oued par la faille (FA3).

Ces formations alluvionnaires se caractérisent par les propriétés suivantes :

- Perméabilité (K)..... $10^{-2}$ m/s
- Angle de frottement..... $40^\circ$
- Capacité portante .....300kpa

Ces valeurs montre que le sol est pulvérulent et perméable donc un milieu à grand risque de pertes d'eau par infiltration au-dessous du corps de la digue, donc le décapage de cette couche de plus de 0.80 mètre d'épaisseur est indispensable et l'ancrage jusqu'au substratum sain et imperméable formé par les marnes est nécessaire et ceci pour assurer l'étanchéité et la stabilité de la retenue.

##### **II.4.3.1 .2 Argile rouge rare débris caillouteux :**

###### **a. Essais physiques d'identification et de classification :**

- Teneur en eau naturelle ( $(W_n)$ )..... 2.89-13.18%
- Densité sèche ( $(\gamma_d)$ )..... 1.76-2.12t/m<sup>3</sup>
- Densité humide ( $(\gamma_h)$ ).....1.81-2.39t/m<sup>3</sup>
- Degré de saturation ( $(S_r)$ )..... 30.31-69.13%
- Limite de liquidité ( $(W_l)$ )..... 32.290-41.886

- Limite de plasticité ( $W_p$ ).....15.232-19.32
- Indice de plasticité ( $I_p$ )..... 17.058-22.566
- Granulométrie.

**Tableau II.1:** Résultats.

Fouille	Prof (m)	$D_{max}$ (mm)	>2(mm)	>0.100(mm)	>2 $\mu$ m
Fa2	0.20-3.50	1	100	94	-
Fa4	0.20-2.50	5	95	84	-

D'une part on a des  $D_{max}$  de faible dimension et des pourcentages granulométrique élevés au niveau des tamis petites mailles, et d'autre part, les valeurs des indices de plasticité révèlent des sols peu plastiques appartenant à la classe  $C_L$  « argile peu plastique ».

Les passants 2 mm sont supérieur à 70% ce qui indiquent des sols à tendance argileuse, de même que les passants à 0.100mm qui dépassent largement les 35% ce qui révèle des sols régis par leur fractions fines.

**b. Essais mécaniques :**

• **Compression à l'oedomètre :**

- Compressibilité ( $P_c$ ) ..... 1.87-2.67bars
- Coefficient de tassement ( $c_c$ )..... 0.217-0.270
- Coefficient de gonflement ( $C_g$ )..... 0.033-0.037
- perméabilité (K).....  $2.07 \cdot 10^{-7} - 3.32 \cdot 10^{-7}$  cm/s

Les valeurs du coefficient de compressibilité ( $C_c$ ) montrent des sols assez fortement compressibles, le coefficient de gonflement ( $g$ ) révèle des sols non gonflants.

En fin, pression de consolidation ( $P_c$ ) indiquent des sols sur consolidés et le coefficient de perméabilité donne des sols imperméables.

• **Cisaillement rectiligne boîte casagrande type UU :**

- Cohésion ( $C_u$ )..... 0.384-0.478
- Angle de frottement ( $\phi_u$ ).....  $1^\circ$ - $4^\circ$

**c. Essais chimiques :**

- Teneur en carbonate ( $CaCo_3$ ).....48.48-49.24%
- Teneur en insolubles .....48.80-50.20%
- Teneur en gypses ( $CaSo_4, 2H_2o$ ).....Traces

Ces résultats et notamment ceux se rapportant aux carbonates font ressortir des sols de nature marneuse avec des trace de gypse.

**II.4.3.1 .3 Marnes du substratum :****a. Essais physiques d'identification et de classification :**

- Teneur en eau naturelle ( $W_n$ ).....	12.05%
- Densité sèche ( $\gamma_d$ ).....	1.79t/m <sup>3</sup>
- Densité humide ( $\gamma_h$ ).....	2.02t/m <sup>3</sup>
- Degré de saturation ( $S_r$ ).....	66.42%
- Limite de liquidité ( $W_l$ ).....	55.075
- Limite de plasticité ( $W_p$ ).....	22.84
- Indice de plasticité ( $I_p$ ).....	32.230

Ces valeurs montrent que le sol est de type marneux très plastique et appartenant selon la classification Américain U.S.C.S à la classe CH « Argile très plastique ».

**b. Essais mécaniques :****• Compression à l'oedomètre :**

- Compressibilité ( $P_c$ ) .....	0.40bars
- Coefficient de tassement ( $c_v$ ).....	0.206
- Coefficient de gonflement ( $C_g$ ).....	0.032
- perméabilité ( $K$ ).....	9.29 10 <sup>-9</sup> cm/s

C'est une formation marneuse plus au moins alterné, assez fortement compressible, non gonflante, sur consolidée, et totalement imperméable.

**• Cisaillement rectiligne boîte casagrande type UU :**

- Cohésion ( $C_u$ ).....	0.40bars
- Angle de frottement ( $\phi_u$ ).....	30°

**c. Essais chimiques :**

- Teneur en carbonates ( $CaCO_3$ ).....	63.64%
- Teneur en insolubles.....	34.10%
- Teneur en gypses ( $CaSO_4, 2H_2O$ ).....	6.64%

Ce sont des sols de nature marneuse, contenant un taux élevé de gypse.

**II.4.4 Caractéristiques géotechniques proposées pour le calcul de stabilité de la digue :****II.4.4.1 Terrains de fondation de la digue :****➤ Eboulis et alluvions actuelles et récentes du fond des vallées :**

- perméabilité ( $k$ ).....	10 <sup>-2</sup> m/s
-----------------------------	----------------------

- Cohésion ( $C_u$ )..... 0.00bars
- Angle de frottement ( $\phi_u$ )..... 40°
- Capacité portante ( $R_{dt}$ ) ( $\phi_u$ )..... 300Kpa.

➤ **Argile rouge a rare débris caillouteux :**

- Teneur en eau naturelle ( $W_n$ ).....8.035%
- Densité sèche ( $\gamma_d$ ).....1.94t/m<sup>3</sup>
- Densité humide ( $\gamma_h$ ).....2.09t/m<sup>3</sup>
- Degré de saturation ( $S_r$ ).....49.72%
- Limite de liquidité ( $W_l$ )..... 37.088
- Limite de plasticité ( $W_p$ ).....17.276
- Indice de plasticité ( $I_p$ )..... 19.812
- Compressibilité ( $p_c$ ).....2.27bars
- Coefficient de gonflement ( $c_g$ ).....0.035
- perméabilité (k).....2.69 10<sup>-7</sup> m/s
- Cohésion ( $C_u$ ).....0.431bars
- Angle de frottement ( $\phi_u$ ).....2.5°
- Teneur en carbonates (Caco3).....48.86%
- Teneur en insolubles.....49.50%
- Teneur en gypses (CaSo4, 2H2o).....traces

➤ **Marnes du substratum :**

- Teneur en eau naturelle ( $W_n$ ).....12.95%
- Densité sèche ( $\gamma_d$ ).....1.79t/m<sup>3</sup>
- Densité humide ( $\gamma_h$ ).....2.02t/m<sup>3</sup>
- Degré de saturation ( $S_r$ ).....66.42%
- Limite de liquidité ( $W_l$ ).....55.075
- Limite de plasticité ( $W_p$ ).....22.845
- Indice de plasticité ( $I_p$ ).....19.812
- Compressibilité ( $p_c$ ).....32.030bars
- Coefficient de tassement ( $c_t$ ).....0.206
- Coefficient de gonflement ( $c_g$ ).....0.032
- perméabilité (k).....9.29 10<sup>-9</sup> m/s
- Cohésion ( $C_u$ ).....0.40bars
- Angle de frottement ( $\phi_u$ ).....30°



- Teneur en carbonates (Caco3).....	63.64%
- Teneur en insolubles.....	34.10%
- Teneur en gypses (CaSo4, 2H2o).....	6.64%.

#### **II.4.4.2 Matériaux de construction de la digue (Matériaux d'étanchéité) :**

- Teneur en eau naturelle (W <sub>n</sub> ).....	8.275%
- Densité sèche (Y <sub>d</sub> ).....	1.815t/m <sup>3</sup>
- Densité humide (Y <sub>h</sub> ).....	1.965t/m <sup>3</sup>
- Degré de saturation (S <sub>r</sub> ).....	42.51%
- Limite de liquidité (W <sub>l</sub> ).....	39.229
- Limite de plasticité (W <sub>p</sub> ).....	18.052
- Indice de plasticité (I <sub>p</sub> ).....	21.177
- Compressibilité (p <sub>c</sub> ).....	1.265bars
- Coefficient de tassement (c <sub>t</sub> ).....	0.217
- Coefficient de gonflement (c <sub>g</sub> ).....	0.029
- perméabilité (k).....	5.91 10 <sup>-7</sup> m/s
- Cohésion (C <sub>u</sub> ).....	0.215bars
- Angle de frottement(Ø <sub>u</sub> ).....	20.5°
- Teneur en eau optimale ( W <sub>u opt.</sub> ).....	14.60%
- Densité sèche optimale (Y <sub>d opt.</sub> ) .....	1.74t/m <sup>3</sup>
- Densité sèche optimale à95% de saturation (δdopt 95%).....	1.65t/m <sup>3</sup>
- Teneur en carbonates (Caco3).....	44.31%
- Teneur en insolubles.....	51.10%
- Teneur en gypses (CaSo4, 2H2o).....	traces.

#### **II.5 Conclusion :**

Après analyses de toutes les données géologiques et géotechniques de terrain et de laboratoire site de la retenue collinaire Ain Tabith on peut faire les conclusions et les recommandations suivantes :

- La structure géologique du substratum marneux ne s'appose guère à la réalisation d'une digue en terre homogène argileuse, néanmoins, il faut opter pour un ancrage au fond du thalweg jusqu'au Bed-Rock sain imperméable et le toit altéré du substratum en réalisant une clé d'ancrage de 0,8 à 1,00 mètre.

- Sur les berges de la digue sera fondée sur les argiles rouges à rares débris caillouteux après avoir déplacé la couche végétale ; donc, l'étanchéité du site et son assiette est totalement assurée par les marnes formant le Bed-Rock et par les argiles rouges pratiquement imperméables.
- La rive gauche est favorable pour l'implantation de l'évacuateur de crues.
- La présence de la couche alluvionnaire perméable au fond de la vallée et la répartition aléatoire du toit altéré du substratum marneux nous obligions de projeter la digue. Jusqu'au faciès sain et imperméable, et ceci avec un ancrage de 0.80 mètre de profondeur au fond du talweg.
- les parements amont et aval de la retenue seront fondés au fond de la vallée sur la couche alluvionnaire et sur les argiles rouges caillouteux, et ceci bien sur après avoir décaper la couche végétale.
- les matériaux argileux nécessaire pour la construction de la retenue seront empruntés en quantités et en qualités des argiles rouges situés dans la partie amont de la retenue, et dans la partie aval sur la rive gauche de l'Oued Ketami

**Chapitre III :**  
**Etude hydrologique et**  
**régularisation des débits**

### **III.1 Introduction:**

Le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages hydrauliques sont étroitement liés aux paramètres hydrologiques notamment les apports et les débits de crues.

Dans ce cadre, on procède à une étude hydrologique du bassin versant de l'étude qui est traversé par une petite chaabe, pour déterminer certains paramètres de base pour la réalisation d'une retenue collinaire, comme le volume mort, le volume utile, le débit régularisé, le débit de crues, le débit solide, le laminage des crues...etc.

On analyse l'aménagement des ressources du Chaabet Ketami par l'établissement d'une retenue collinaire, selon les orientations émises par la direction des ressources en eau de la Wilaya de Batna.

### **III.2 Caractéristiques du bassin versant :**

#### **III.2.1 Paramètres géométriques:**

##### **III.2.1.1 Superficie du bassin versant :**

La superficie d'un bassin versant est une dimension importante à connaître, car elle est à la base de tous les calculs hydrologique et les projets d'aménagement. Par L'utilisation du logiciel AutoCAD sur la carte d'état-major de Corneille à l'échelle 1/50000, la surface du bassin est :

$$S = 21.41 \text{ Km}^2$$

##### **III.2.1.2 Périmètre du bassin versant :**

À l'aide du logiciel AutoCAD on mesure le périmètre P du bassin versant ; qui est estimé à :

$$P = 22.48 \text{ Km}$$

##### **III.2.1.3 La longueur du thalweg principal :**

La longueur du thalweg principal est mesurée à partir du profil de l'oued, soit :

$$L_p = 10,7 \text{ Km}$$

##### **III.2.1.4 Indice de compacité de Gravellius "K<sub>c</sub>":**

Défini comme le rapport du périmètre du bassin sur la circonférence du cercle de rayon R ayant la même superficie S que le bassin, cet indice exprime la forme du bassin versant, il est en fonction de la surface du bassin et de son périmètre.

$$K_C = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad \text{(III-01)}$$

Avec : P : périmètre du bassin (Km) ;

S : superficie du bassin versant (Km<sup>2</sup>) ;

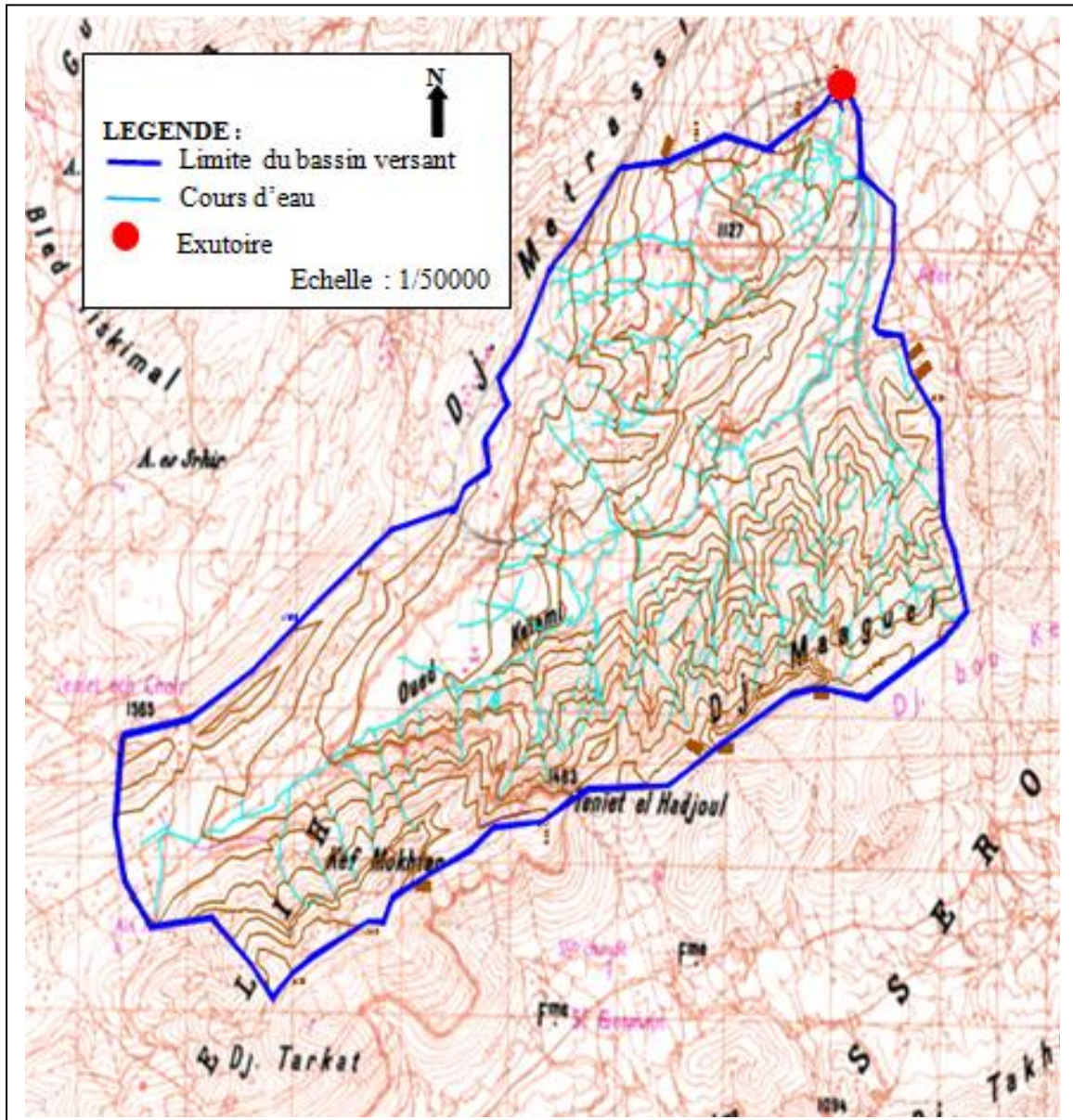
Si :  $K_C = 1$  ; le bassin versant est ramassé ;

$K_C > 1$  ; le bassin est allongé ;

$K_C < 1$  ; le bassin est quasiment circulaire.

AN:  $K_C = 1.36$

Donc le bassin est allongé.



Carte d'état-major de Corneille : 1/500 000

Figure III.1 : Réseau hydrographique du bassin versant.

### III.2.1.5 Rectangle équivalent :

On assimile notre bassin à un rectangle défini par sa longueur " $L_r$ ", sa largeur " $l_r$ " est la même superficie du bassin versant "S".

$$L_r, l_r = \frac{Kc\sqrt{s}}{1.12} \left[ 1 \pm \sqrt{1 - \left( \frac{1.12}{Kc} \right)^2} \right] \quad (\text{III-02})$$

$$\text{AN : } l_r = 2.43 \text{ Km}$$

$$L_r = 8.81 \text{ Km}$$

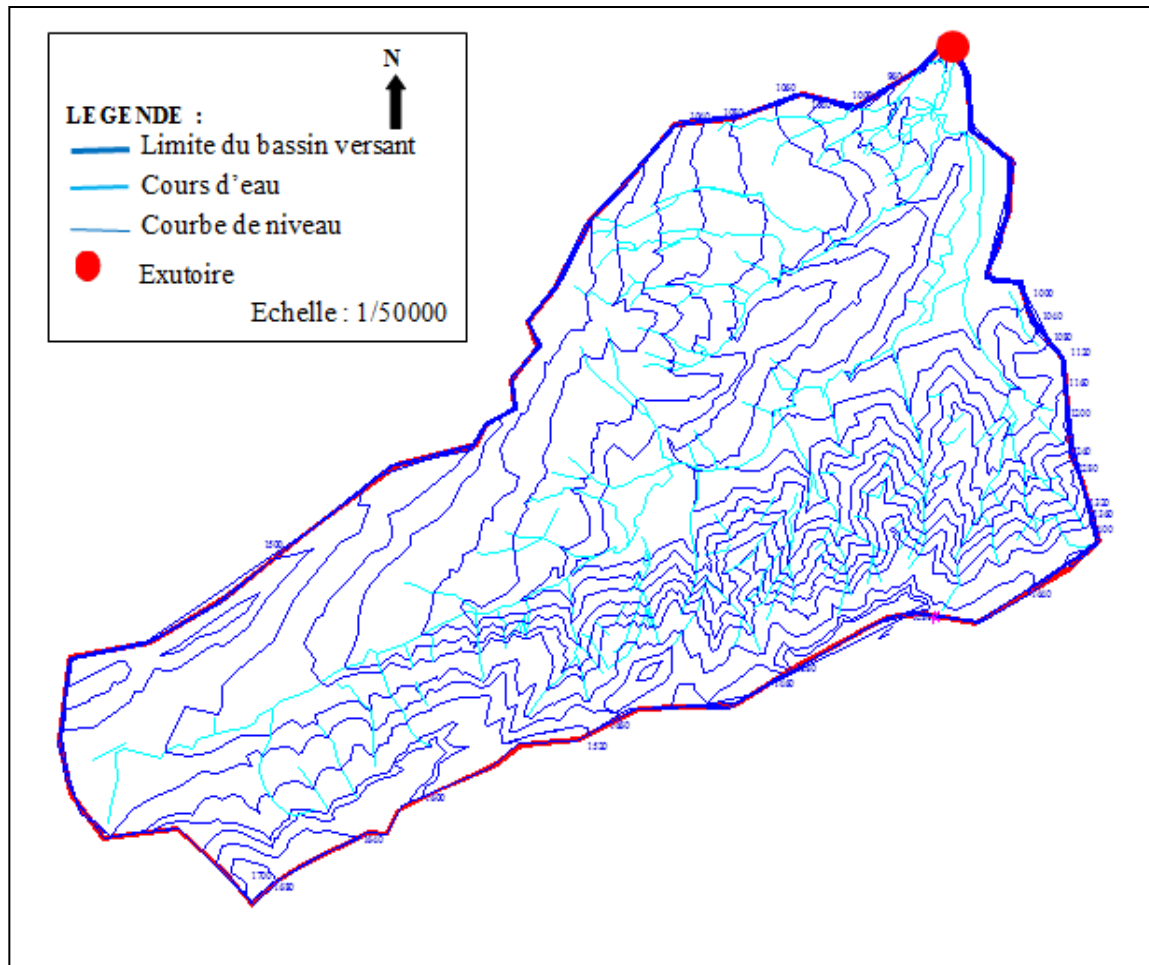
### III.2.2 Paramètres du relief :

#### III.2.2.1 Courbe hypsométrique :

Pour estimer ces paramètres on doit présenter la répartition hypsométrique des aires partielles comprises entre les courbes de niveau maîtresses et les différentes cotes.

**Tableau III.1 :** La répartition des surfaces en fonction des cotes

Altitudes (m)	Hmoy (m)	$S_i$ (Km <sup>2</sup> )	$\sum S_i$ (km <sup>2</sup> )	$S_i$ (cumulées %)	$S_i \cdot H_i$ (Km <sup>2</sup> .m)
1700-1680	1690	0,07	0,07	0,33	118,30
1680-1640	1660	0,27	0,34	1,59	448,20
1640-1600	1620	0,18	0,52	2,43	291,60
1600-1560	1580	0,25	0,77	3,60	395,00
1560-1520	1540	0,8	1,57	7,33	1232,00
1520-1480	1500	0,7	2,27	10,60	1050,00
1480-1440	1460	3,43	5,7	26,62	5007,80
1440-1400	1420	1,31	7,01	32,74	1860,20
1400-1360	1380	1,03	8,04	37,55	1421,40
1360-1320	1340	1,54	9,58	44,75	2063,60
1320-1280	1300	2,16	11,74	54,83	2808,00
1280-1240	1260	1,15	12,89	60,21	1449,00
1240-1200	1220	1,45	14,34	66,98	1769,00
1200-1160	1180	1,8	16,14	75,39	2124,00
1160-1120	1140	1,72	17,86	83,42	1960,80
1120-1080	1100	1,25	19,11	89,26	1375,00
1080-1040	1060	0,92	20,03	93,55	975,20
1040-1000	1020	1,07	21,1	98,55	1091,40
1000-960	980	0,25	21,35	99,72	245,00
960-920	940	0,01	21,36	99,77	9,40
920-905	912,5	0,05	21,41	100,00	45,63



Carte d'état-major de Corneille : 1/500 000

**Figure III.2** : Hypsométrie du bassin versant

La courbe hypsométrique est représentée par la Figure III.3

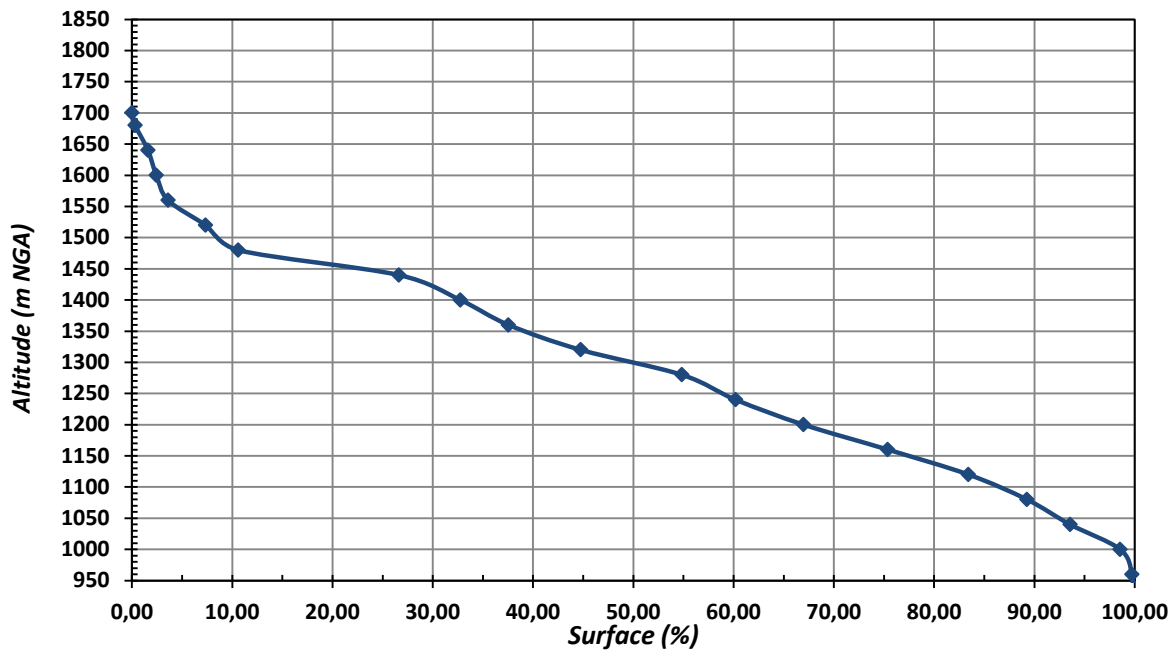


Figure III.3 : Courbe hypsométrique du bassin versant

### III.2.2.2 Altitude médiane du bassin versant:

C'est l'ordonnée de la courbe hypsométrique correspondante à la surface 50%. C'est l'altitude médiane.

$$H_{50\%} = 1300 \text{ m NGA}$$

### III.2.2.3 Altitude moyenne du bassin versant:

L'altitude moyenne se déduit directement de la courbe hypsométrique, elle définit comme suit :

$$H_{moy} = \frac{\sum_{i=1}^n S_i H_i}{S_{bv}} \quad (\text{III-03})$$

$$\text{AN : } H_{moy} = 1295,68 \text{ m}$$

Avec :  $S_i$  : surface partielle entre deux courbes de niveau ( $\text{Km}^2$ ) ;

$H_i$  : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau successive (m) ;

$S_{bv}$  : Superficie du bassin versant ( $\text{Km}^2$ ).

### III.2.2.4 Indice de pente globale $I_g$ :

$$I_g = (H_{5\%} - H_{95\%})/L_r \quad (\text{III-04})$$

Avec :  $H_{5\%}$  et  $H_{95\%}$  sont les altitudes correspondantes à 5% et à 95% de la surface du bassin versant ;



Avec :  $L_r$ : longueur du rectangle équivalent.

$$L_r = 8,81 \text{ km};$$

$$H_{5\%} = 1540 \text{ m NGA};$$

$$H_{95\%} = 1035 \text{ m NGA}.$$

$$AN : I_g = 57,32 \text{ m/Km}$$

### **III.2.3 Réseau d'écoulement :**

#### **III.2.3.1 Temps de concentration:**

C'est le temps que met une particule d'eau provenant de la partie la plus éloignée du bassin pour arriver à l'exutoire.

\* Formule de Giandotti :

$$T_c = \frac{4\sqrt{s} + 1.5L_p}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \quad (III-05)$$

Avec :  $L_p$  : Longueur du cours d'eau principal (Km) ;  $L_p = 10,7 \text{ Km}$  ;

$S$  : La superficie du bassin versant ( $\text{Km}^2$ ) ;

$H_{moy}$  : Altitude moyenne du bassin versant (m NGA) ;

$H_{min}$  : Altitude minimale du bassin versant (m NGA).

$$AN : T_c = 2,2 \text{ Heures}$$

#### **III.2.3.2 Vitesse de ruissellement:**

$$V_r = \frac{L_p}{T_c} \quad (III-06)$$

Avec :  $L_p$ : Longueur du cours d'eau principal (Km) ;

$T_c$  : Temps de concentration (h).

$$AN : V_r = 4,90 \text{ Km/h}$$

#### **III.2.3.3 La densité de drainage $D_d$ :**

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \quad (III-07)$$

Avec :  $\sum_{i=1}^n L_i$  : Somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre  $i$  (km),  $L_i = 56,61 \text{ km}$  ;

$S$  : Surface du bassin versant ( $\text{km}^2$ ).

$$AN : D_d = 2,64 \text{ km/km}^2$$

**III.2.3.4 Le coefficient de torrentialité  $C_t$  :**

$$C_t = D_d \cdot N/S \quad (\text{III-08})$$

Avec:  $D_d$ : La densité de drainage ( $\text{km}/\text{km}^2$ ) ;

$N$  : Nombre des talwegs d'ordre 1,  $N = 90$ .

$S$  : Surface du bassin versant ( $\text{km}^2$ ).

$$AN : C_t = 11.11$$

**III.3 Caractéristiques climatiques :****III.3.1 La température :**

Les températures moyennes mensuelles enregistrées dans la station de la région de Batna sont représentées dans le tableau III.2

La température moyenne annuelle est de  $15,93^\circ\text{C}$ .

**Tableau III.2 :** Répartition mensuelle de la température ( $^\circ\text{C}$ ) (1995-2006)

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Jui	Aou	Sep	Oct	Nov	Dec	Moy
$T^\circ_{\text{moymax}}$	10,7	12,4	16,3	19,6	25,3	31,3	34,5	33,5	27,2	23,9	15,7	11,7	21,84
$T^\circ_{\text{moymin}}$	2,4	2,5	5,1	7,6	11,9	16,0	18,8	18,8	15,2	12,0	6,6	3,4	10,025
$T(^\circ\text{C})_{\text{moy}}$	6,6	7,4	10,7	13,6	18,6	23,4	26,6	25,9	21,5	17,5	11,1	7,6	15,93

(Source : O.N.M)

**III.3.2 L'évaporation :**

L'estimation de ce paramètre a été faite en utilisant les données disponibles pour la station de Batna. Sous le climat semi-aride. La valeur moyenne annuelle de l'évaporation estimée à 1492mm, avec la distribution mensuelle présentée dans le tableau III.3.

**Tableau III.3 :** Répartition mensuelle de l'évaporation en (mm) (1995-2006)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Jui	Jui	Aout
$E_V(\text{mm})$	227	248	216	152	95	49	30	34	48	85	138	170
$E_V(\%)$	15,2	16,6	14,5	10,2	6,4	3,3	2,0	2,3	3,2	5,7	9,2	11,4

( Source : O.N.M)

**III.3.3 La vitesse du vent :**

La vitesse moyenne du vent varie pendant l'année entre 3 m/s et 4,6 m/s et la vitesse moyenne mensuelle du vent est de 3,7 m/s ou de 13,47 km/h.

**Tableau III.4** : Répartition mensuelle de la vitesse moyenne du vent (1995-2006)

<i>Mois</i>	<i>Sep</i>	<i>Oct</i>	<i>Nov</i>	<i>Déc</i>	<i>Jan</i>	<i>Fév</i>	<i>Mars</i>	<i>Avr</i>	<i>Mai</i>	<i>Jui</i>	<i>Jui</i>	<i>Aout</i>	<i>V<sub>moy</sub></i>
<i>Vitesse (m/s)</i>	3,2	3	3,9	3,9	3,8	4,1	4,1	4,6	3,8	3,6	3,5	3,4	3,7
<i>Vitesse (km/h)</i>	11,52	10,8	14,04	14,04	13,68	14,76	14,76	16,56	13,68	12,96	12,6	12,24	13,47

(Source : O.N.M)

**III.3.4 La pluviométrie :**

La station pluviométrique la plus proche du bassin d'Oued Ketami est la station de Oued El Ma (code 05-12-03) qui est la plus représentative, tant pour sa période d'observation que pour sa proximité de notre zone d'étude.

**Tableau III.5** : Station pluviométrique Oued El Ma

<i>Nom de la station</i>	<i>Code</i>	<i>Pan (mm)</i>	<i>B</i>
Oued El Ma	05-12-03	278,89	0,39

(Source : A.N.R.H)

Les résultats de la susdite élaboration sont rapportés dans le suivant tableau III.6.

**Tableau III.6** : Répartition mensuelle des pluies (mm) (1967-2000)

<i>Mois</i>	<i>Sep</i>	<i>Oct</i>	<i>Nov</i>	<i>Déc</i>	<i>Jan</i>	<i>Fév</i>	<i>Mars</i>	<i>Avr</i>	<i>Mai</i>	<i>Jui</i>	<i>Jui</i>	<i>Aout</i>
<i>P(mm)</i>	28,09	20,71	12,82	18,77	35,29	26,1	23,24	19,28	17,41	21,99	32,26	22,93
<i>P (%)</i>	10,07	7,43	4,60	6,73	12,65	9,36	8,33	6,91	6,24	7,88	11,57	8,22

(Source : O.N.M)

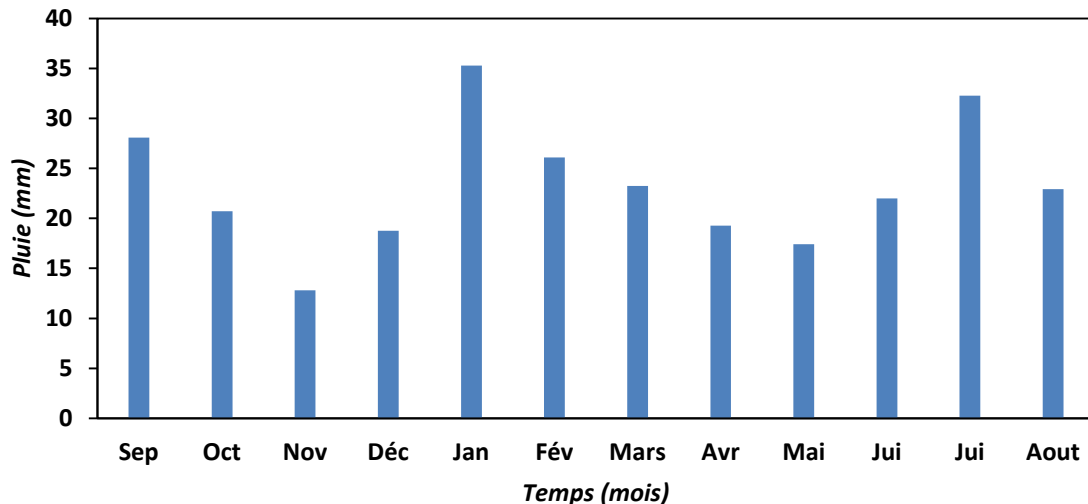


Figure III.4 : Répartition moyennes mensuelles des pluies

### III.3.5 Analyse statistique des pluies maximales journalières :

L'estimation des pluies journalières qui est souvent génératrice de crues exceptionnelles ; pour cela il est important d'effectuer un ajustement statistique d'une loi théorique ; à la série d'observations afin de déterminer les précipitations maximales journalières fréquentielles.

#### III.3.5.1 Paramètres statistiques de l'échantillon :

Tableau III.7 : Paramètres statistiques de l'échantillon

Caractéristiques de l'échantillon	Valeur
Minimum	12.5mm
Maximum	76.6 mm
Moyenne	35.7 mm
Ecart-type	14.2 mm
Médiane	34.8 mm
Coefficient de variation ( $C_v$ )	0.398
Coefficient d'asymétrie ( $C_s$ )	0.879

#### III.3.5.2 Ajustement des pluies maximales journalières :

##### A- Test d'hypothèses :

Les méthodes de test d'hypothèses vont nous permettre soit d'accepter l'hypothèse de départ concernant la valeur du paramètre en question soit de le rejeter.

Les étapes d'un test d'hypothèses :

- **Etape 01** : formuler les hypothèses

On formule les hypothèses d'un test d'hypothèses en termes de paramètre relatif à la distribution de la population à étudier.

Deux hypothèses ainsi sont à formuler :

Hypothèse nulle qui correspond à la valeur présumée du paramètre en question

$H_0 : \mu = \mu_0 = \text{valeur présumée.}$

Hypothèse alternative correspond à une autre valeur différente de la valeur présumée dans l'hypothèse nulle.

- **Etape 02** : choisir le seuil de signification du test ( $\alpha$  %)

Qui correspond à la limite admise du risque d'erreur de première espèce rejeter  $H_0$  alors que  $H_0$  est vraie) souvent la valeur choisie pour  $\alpha$  est de (1 % - 5 %).

- **Etape 03** : tester l'hypothèse

Teste de stationnarité

- **Hypothèses** :

$H_0$  Il n'y a aucune tendance dans les observations.

$H_1$  Il y a une tendance dans les observations.

- **Résultats** :

Valeur de la statistique  $|K| = 0.311$

p-valeur  $p = 0.756$

**Conclusion** :

Nous pouvons accepter  $H_0$  au niveau de signification de 5%.

**B- Teste d'homogénéité à l'échelle annuelle :**

**Hypothèses**

$H_0$  La moyenne des deux sous échantillons est égale.

$H_1$  La moyenne des deux sous échantillons est différente.

- **Résultats** :

Valeur de la statistique  $|W| = 0.451$

p-valeur  $p = 0.652$

**Conclusion** :

Nous pouvons accepter  $H_0$  au niveau de signification de 5 %, on ne peut pas conclure que les moyennes des deux sous-échantillons sont différentes.

**1) Ajustement à la loi Log normal :**

Calcul des fréquences expérimentales (au non dépassement) :

$$q = F(x_i) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{x_i} e^{-0.5u^2} \quad (\text{III-09})$$

$$\text{et } u = \frac{\ln x - \ln \bar{x}}{\sigma_{\ln x}} \quad (\text{III-10})$$

- **Procédé d'ajustement :**

- ✓ Classement des valeurs par ordre décroissant (fréquence au dépassement) ;
- ✓ Calcul de la fréquence expérimentale ;
- ✓ Calcul des caractéristiques empiriques de la série initiales  $\bar{x}$  et  $\sigma$  ;
- ✓ Calcul des caractéristiques de la série transformée en logarithme  $\ln \bar{x}$  et  $\sigma_{\ln x}$  ;
- ✓ Report des valeurs sur papier Gausso-logarithmique ;
- ✓ Détermination de la droite de Galton  $\ln x = \ln \bar{x} + u \cdot \sigma_{\ln x}$  ;
- ✓ Détermination de la valeur extrême soit graphiquement sur la droite soit analytiquement par :

$$x_{p\%} = e^{\ln x_{p\%}} = e^{\ln \bar{x} + u_{p\%} \cdot \sigma_{\ln x}} \quad (\text{III-11})$$

Avec :  $\delta$  : Ecart -type

$U_{p\%}$  : variable réduite de gauss

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau III-08 avec la figure III.04

**Tableau III.8 :** Résultats de l'Ajustement à loi de Log normal

<i>T (ans)</i>	<i>Q</i>	<i>X<sub>t</sub></i>	<i>Ecart type</i>	<i>L'intervalle de Confiance (95%)</i>	
500.0	0.9980	105.0	16.7	72.6	138
200.0	0.9950	93.20	13.5	66.70	120.0
100.0	0.9900	84.30	11.30	62.10	107.0
50.0	0.9800	75.60	9.29	57.40	93.80
20.0	0.9500	64.10	6.84	50.70	77.50
10.0	0.9000	55.40	5.19	45.2	65.60
5.0	0.8000	46.40	3.74	39.10	53.70
2.0	0.5000	33.10	2.28	28.60	37.60
1.1	0.0909	19.30	1.85	15.70	23.0

**2) Ajustement à la loi de Gumbel :**

L'équation de droite de Gumbel :

$$P_{\max j} = \frac{1}{\beta} y + x_0 \quad (\text{III-12})$$

y : variable de la droite de Gumbel :

$$y = -[\ln (-\ln (F(x)))] \quad (\text{III-13})$$

ou :  $F(x) = \frac{m - 0.5}{N}$  (III-14)

- m : ordre de classement ;
- N : taille de l'échantillon ;
- $1/\beta$  ,  $x_0$  : sont déterminées par la méthode des moindres carrées.

La présentation de la droite de Gumbel est montrée par la Figure III.5

Les résultats de calcul des fréquences expérimentales et des valeurs théoriques sont exposés dans le tableau III.9.

**Tableau III.9** : Résultats de l'Ajustement à la loi Gumbel

<i>T (ans)</i>	<i>Q</i>	<i>X<sub>t</sub></i>	<i>Ecart type</i>	<i>L'intervalle de Confiance (95%)</i>	
500.0	0.9980	100.0	10.6	79.7	121
200.0	0.9950	89.9	9.15	72.0	108
100.0	0.9900	81.90	8.09	66.10	97.8
50.0	0.9800	73.90	7.03	60.10	87.70
20.0	0.9500	63.20	5.64	52.2	74.30
10.0	0.9000	55.00	4.60	46.0	64.0
5.0	0.8000	46.40	3.57	39.40	53.40
2.0	0.5000	33.40	2.30	28.80	37.90
1.1	0.0909	19.10	2.11	15.0	23.70

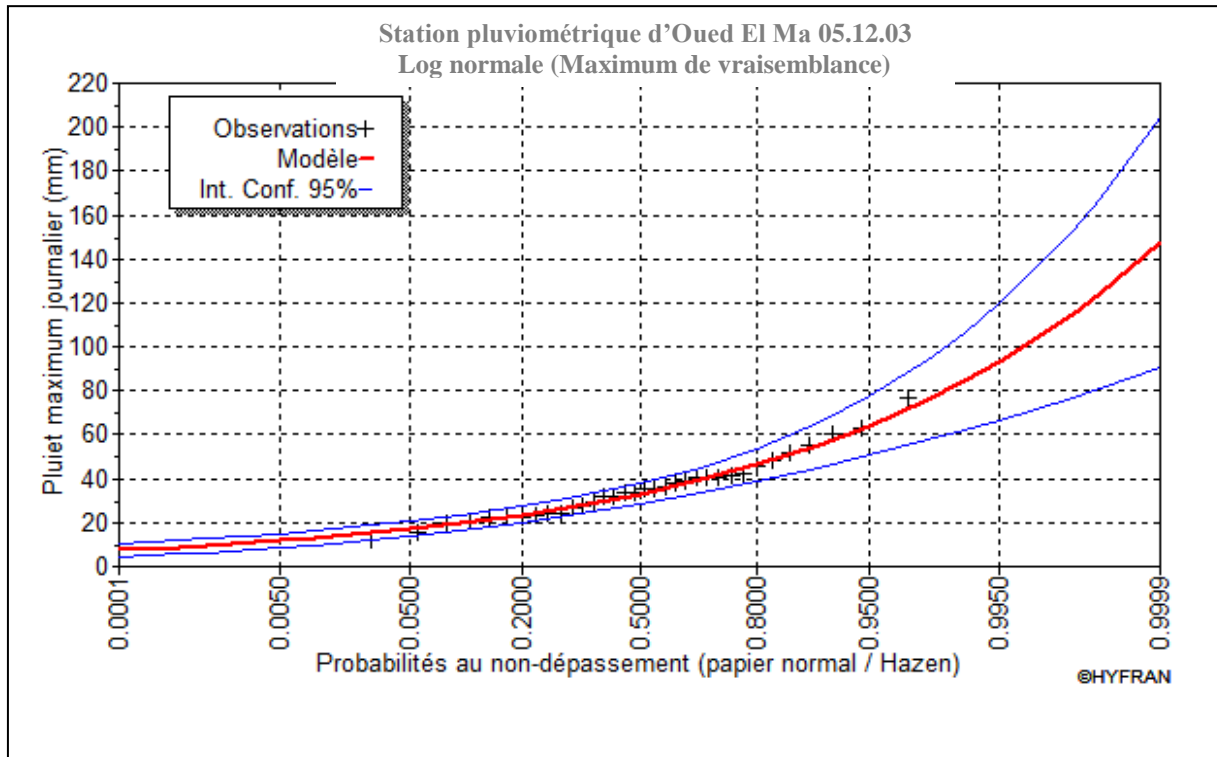


Figure III.5 : Ajustement à la loi de Log normale

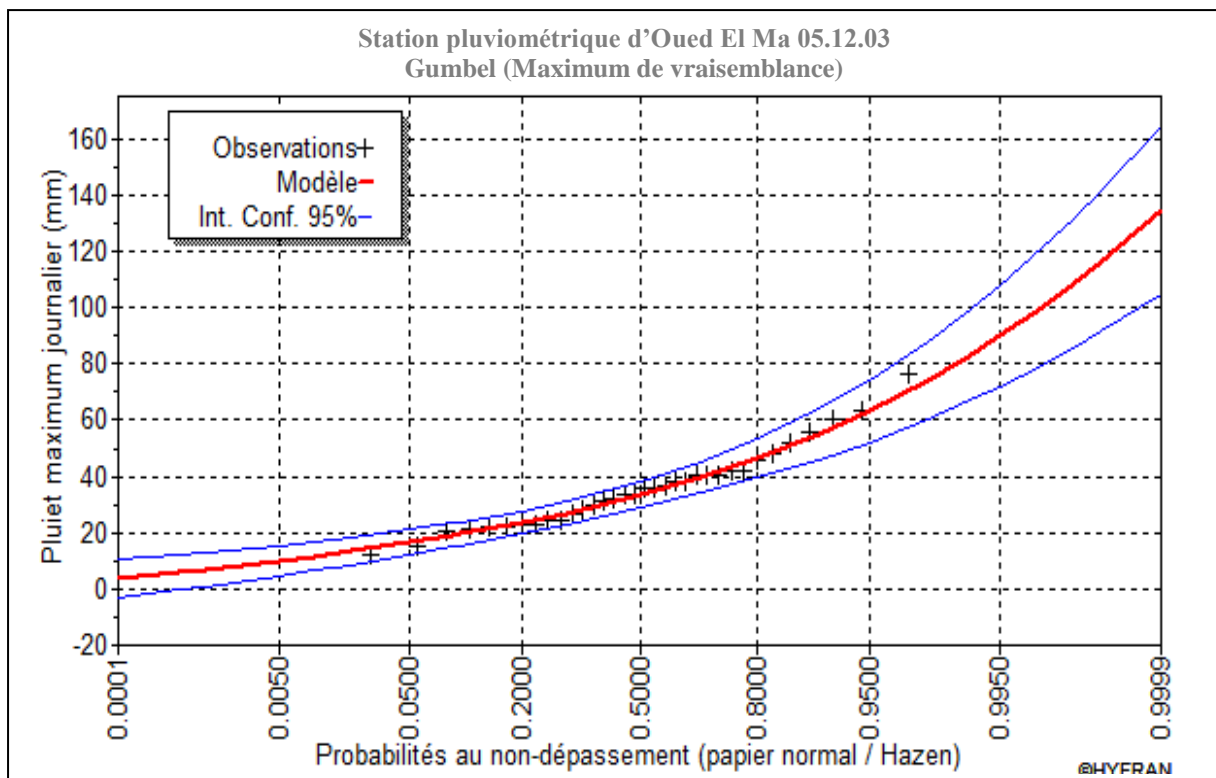


Figure III.6 : Ajustement à la loi de Gumbel



**III.3.5.3 Conclusion :**

D'après les schémas ; on trouve que la série des pluies maximales journalières, suit la loi de Gumbel parce que tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance.

**III.4 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités :**

Pour une période donnée (24 h) et une fréquence donnée, on peut estimer les pluies de courtes durées par la loi de BODY.

$$P_{ct} = P_{maxj} (t/24)^b \text{ (mm)} \quad \text{(III-15)}$$

Avec :  $P_{ct}$  : Pluie courte durée de même fréquence que  $P_{maxj}$  % (mm) ;

$P_{maxj}$  : Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée (mm) ;

T: Temps en heures ;

b : Exposant climatique (donnée). (b=0.39)

$$I_t = \frac{P_{tc}}{t} \quad \text{(III-16)}$$

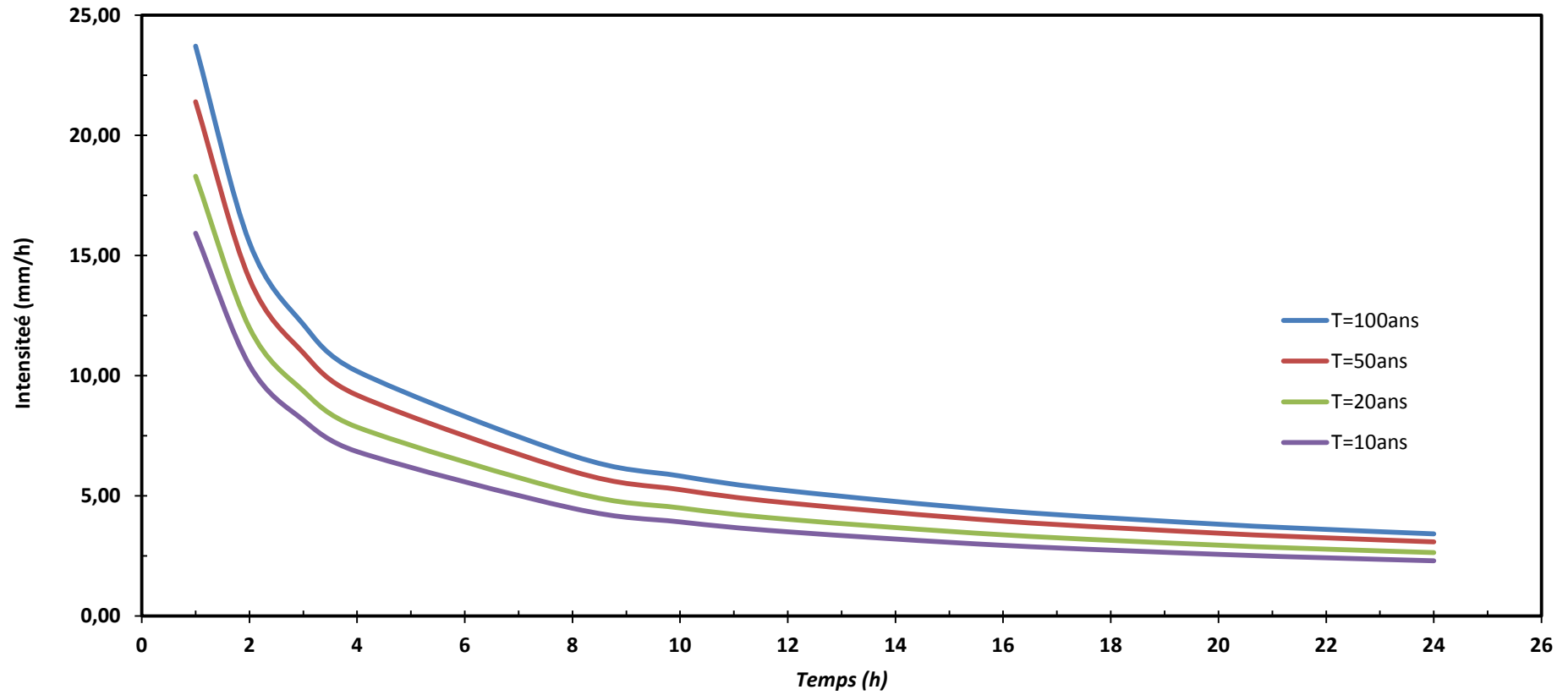
Avec :  $I_t$ : L'intensité des pluies (mm/h)

Les résultats de calcul de  $P_{tc}$  et  $I_0$  sont donnés dans le tableau III.10.

**Tableau III.10** : Les précipitations et les intensités des différentes fréquences.

Fréquence (%)	1		2		5		10	
	$P_{tc}$ (mm)	$I_0$ (mm/h)	$P_{tc}$ (mm)	$I_0$ (mm/h)	$P_{tc}$ (mm)	$I_0$ (mm/h)	$P_{tc}$ (mm)	$I_0$ (mm/h)
1	23,71	23,71	21,40	21,40	18,30	18,30	15,93	15,93
2	31,07	15,54	28,04	14,02	23,98	11,99	20,87	10,43
3	36,40	12,13	32,84	10,95	28,09	9,36	24,44	8,15
4	40,72	10,18	36,74	9,19	31,42	7,86	27,35	6,84
8	53,36	6,67	48,15	6,02	41,18	5,15	35,83	4,48
10	58,21	5,82	52,52	5,25	44,92	4,49	39,09	3,91
12	62,50	5,21	56,40	4,70	48,23	4,02	41,97	3,50
16	69,92	4,37	63,09	3,94	53,96	3,37	46,96	2,93
20	76,28	3,81	68,83	3,44	58,86	2,94	51,23	2,56
22	79,17	3,60	71,43	3,25	61,09	2,78	53,16	2,42
24	81,90	3,41	73,90	3,08	63,20	2,63	55,00	2,29

Les courbes des intensités pour les différentes fréquences sont représentées par la Figure III.6.



*Figure III.7* : Courbe des intensités des pluies des différentes fréquences

**III.5 Etudes des apports :****III.5.1 Apport moyen annuel ( $A_0$ ) :**

Différentes formules empiriques sont utilisées pour le calcul de l'apport moyen annuel  $A_0$ .

**a) • Formule de l'ANRH :**

$$A_0 = 0,915 \cdot P^{2,684} \cdot S^{0,842} \quad (\text{III-17})$$

Avec : P : Pluie moyenne annuelle (m) ; P = 0,279 m

S : Superficie du bassin versant ( $\text{Km}^2$ ).

$$\text{AN : } A_0 = 0,392 \text{ Mm}^3$$

**b) • Formule de J-DERY (I) (1977):**

$$M_0 = 11,8 \cdot P_{\text{moy}}^{2,82} \quad (\text{III-18})$$

Avec :  $M_0$  : Module spécifique moyen ( $\text{l/s/km}^2$ )

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

$$\text{AN : } M_0 = 0,322 \text{ l/s/km}^2$$

L'apport sera donc  $A_0 = M_0 \cdot S \cdot T$

Avec : S : surface du bassin versant ( $\text{Km}^2$ ) ;

T : le temps d'une année en secondes.

$$\text{AN : } A_0 = 0,217 \text{ Mm}^3$$

**C) • Formule de SAMIE :**

$$L_e = P^2 (293 - 2,2 \cdot \sqrt{S}) \quad (\text{III-19})$$

Où  $A_0 = L_e \cdot S$

Avec :  $L_e$  : Lamme d'eau écoulee (m) ;  $L_e = 0,022$  m

P : Pluie moyenne annuelle (m) ; P = 0,279 m

S : Surface du bassin versant ( $\text{km}^2$ )

$$\text{AN : } A_0 = 0,471 \text{ Mm}^3$$

**d) • FORMULE DE DERIE II :**

$$A_0 = 0,513 \cdot P^{2,683} \cdot D_d^{0,5} \cdot S^{0,842} \quad (\text{III-20})$$

Avec : P : Pluie moyenne annuelle (m) ; P = 0,279 m

$D_d$  : Densité de drainage ( $\text{km/km}^2$ ) ;  $D_d = 2,64$

S : Surface du bassin versant ( $\text{km}^2$ ).

$$AN : A_0 = 0,358 \text{ Mm}^3$$

**Tableau III.11:** Récapitulatif des apports

<i>La formule</i>	<i>L'apport moyen annuel (Mm<sup>3</sup>)</i>
<i>Formule de l'ANRH</i>	0,392
<i>Formule de J-DERY (1977)</i>	0,217
<i>Formule de SAMIE</i>	0,471
<i>Formule de DERIE II</i>	0,358

On prend l'apport moyen obtenu par la formule de DERIE II qui est :

$$A_0 = 0,358 \text{ Mm}^3$$

On utilise cette valeur dans les calculs qui suivent.

### **III.5.2 Caractéristiques de l'écoulement :**

#### **a)• Module de l'écoulement :**

$$M_e = A_0 / T \quad \text{(III-21)}$$

Avec :  $A_0$  : Apport moyen annuel (l/an) ;

T : Temps d'une année en secondes  $T = 3,1536 \cdot 10^7 \text{ s}$

$$AN : M_e = 11,35 \text{ l/s}$$

#### **b) • Module de l'écoulement relatif :**

$$M_0 = M_e / S_{bv} \quad \text{(III-22)}$$

Avec :  $M_e$ : Module de l'écoulement (l/s) ;

S : Superficie du bassin (km<sup>2</sup>).

$$AN : M_0 = 0,53 \text{ l/s/km}^2$$

#### **c)• Lamé d'eau écoulée :**

$$L_e = A_0 / S_{bv} \quad \text{(III-23)}$$

$$AN : L_e = 0,017 \text{ m}$$

#### **d)• Coefficient de l'écoulement :**

$$C_e = L_e / P_{moy} \quad \text{(III-24)}$$

$$AN : C_e = 0,060$$

#### **e)• Coefficient de variation :**

##### **1) • Formule de SOKOLOVSKY :**

$$C_v = 0.78 - 0.29 \log_{10} M_0 - 0.063 \log_{10} (S + 1) \quad \text{(III-25)}$$

$M_0$  : module de l'écoulement relatif (l/s.km<sup>2</sup>)  $M_0 = 0,53 \text{ l/s/km}^2$

$$AN : C_v = 0,77$$

2) • **Formule de OURKGUIPROVODKHOZ :**

$$C_v = \frac{0.7}{(M_0)^{0.125}} \quad (III-26)$$

$$AN : C_v = 0,76$$

3) • **Formule de ANTONOV :**

$$C_v = 0,7 / (S + 1000)^{0.097} \quad (III-27)$$

$$AN: C_v = 0,36$$

4) • **Formule de KRISTKLY MENKEL :**

$$C_v = 0.83 / (S^{0.06} \cdot M_0^{0.27}) \quad (III-28)$$

$M_0$  : module de l'écoulement relatif  $M_0=3,31$

$$AN : C_v = 0,82$$

**Tableau III.12 :** Récapitulatif des  $C_v$ .

<i>La formule</i>	<i>Le coefficient de variation <math>C_v</math></i>
<b>SOKOLOVSKI</b>	0,77
<b>OURKGUIPROVODKHOZ</b>	0,76
<b>ANTONOV</b>	0,36
<b>KRISTEKLY MENKEL</b>	0,82

On prend le coefficient de variation donné par la formule empirique de **OURKGUIPROVODKHOZ**:  $C_v = 0,76$

### III.5.3 Estimation fréquentielle des apports :

L'estimation fréquentielle des apports peut être envisagée par l'application d'une loi Log Normale qui est donnée comme suit :

$$A\% = \frac{A_0}{\sqrt{C_v^2 + 1}} e^{\mu \sqrt{\ln(C_v + 1)}} \quad (III-29)$$

Avec :  $A\%$  : Apport de fréquence donnée ;

$\mu$  : Variable réduite de Gauss ;

$A_0$  : Apport moyen annuel ( $Hm^3$ ) ;

$C_v$  : Coefficient de variation.

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau III.13.

**Tableau III.13 :** Les apports de différentes fréquences

<i>Période de retour</i>	<b>5</b>	<b>10</b>	<b>50</b>	<b>100</b>
<i>Fréquence P(%)</i>	80	10	2	1
<i>La variable de Gauss <math>\mu</math></i>	-0.841	1.282	2.054	2.327
<i>Apport (Mm<sup>3</sup>)</i>	0,15	0,75	1,33	1,64

### **III.5.4 Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel :**

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel (moyen et de fréquence 80 %) suit la même répartition mensuelle des précipitations tableau III.14. On a donc :

**Tableau III.14 :** Répartition mensuelle de la précipitation et de l'apport

<b>Mois</b>	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Jui	Jui	Août
<b>P (mm)</b>	28,09	20,71	12,82	18,77	35,29	26,1	23,24	19,28	17,41	21,99	32,26	22,93
<b>A(Mm<sup>3</sup>)</b>	0,015	0,011	0,007	0,010	0,019	0,014	0,012	0,010	0,009	0,012	0,017	0,012

### **III.6 Etude des crues :**

L'intérêt économique de la prédétermination du débit maximum probable des crues d'un cours d'eau, en un point donné, est évidente, en raison des effets destructifs bien connus de ces cataclysmes hydrologiques et de la nécessité de calculer certains ouvrages d'art en vue de leur éventualité ; les dimensions des évacuateurs de crues des retenues collinaires, la hauteur des digues de protection contre l'inondation, etc...., les crues sont des écoulements variables dans lesquelles les débits atteignent des valeurs importantes.

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

Les paramètres définissant une crue est :

1. Le débit maximum de la crue (débit de pointe).
2. Le volume de la crue.
3. La forme de la crue (Hydro gramme de crues).
4. Le temps de base.

Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de retour, différentes formules empiriques ont été sélectionnées pour le calcul.

### III.6.1 Formules empiriques pour la détermination de la crue:

#### 1- Formule de MALLET-GAUTHIER :

$$\text{On a : } Q_{\max, p\%} = \frac{2 \cdot K \cdot \log(1 + A \cdot P_{\text{moy}}) \cdot S \cdot \sqrt{1 + 4 \log T - \log S}}{\sqrt{L}} \quad (\text{III-30})$$

Avec :  $Q_{\max p\%}$ : Débit maximum pour une fréquence donnée ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) ;

$P_{\text{moy}}$  : Pluie moyenne annuelle (m) ;

$S$  : Superficie du bassin versant ( $\text{km}^2$ ) ;

$L$  : Longueur du talweg principal (km) ;

$K$  : Constante dépendant des caractéristiques du bassin:  $1 < K < 3$  On prend  $K = 2$  ;

$A$  : Paramètre qui caractérise la géographie et le climat du bassin  $A = 20$  ;

$T$  : Période de retour (an).

Le tableau III.15 nous donne tous les résultats de calcul.

**Tableau III.15** : Débits maximums des crues de différentes périodes de retour

<i>Période de retour</i>	<i>10</i>	<i>20</i>	<i>50</i>	<i>100</i>
$Q_{\max} (\text{m}^3/\text{s})$	41,03	47,28	54,46	59,31

#### 2-Formule de SOKOLOVSKY :

On a :

$$Q_{\max, P\%} = 0,28 \frac{(P_{P\%,tc} - H_0) \alpha_{P\%} S f}{T_m} \quad (\text{III-31})$$

$f$ : Coefficient de forme de la crue :  $f = \frac{12}{4 + 3\gamma}$

\* Pour  $S \leq 50 \text{ Km}^2$ ;  $\gamma = 2$ .

\* Pour un petit bassin non boisé, sol peu perméable on a  $2 \leq \gamma \leq 2.5$ .

\* Pour un bassin boisé, sol perméable on a  $3 \leq \gamma \leq 4$ .

On prend :  $\gamma = 2$  d'où :  $f = 1.20$

Avec :  $S$  : Superficie du bassin ( $\text{km}^2$ ) ;

$\alpha_{p\%}$  : Coefficient de ruissellement de la crue pour une période donnée ;

$H_0$  : pertes initiales en (mm), au nord d'Algérie on prend : 14 mm ;

$P_{tc,P\%}$  : précipitation en (mm), de probabilité P% correspondant à un temps  $t_c$ , peut être calculé par la formule de Montanari :

$$P_{tc} = P_{\max j, P\%} \left( \frac{t_c}{24} \right)^b \tag{III-32}$$

$$\alpha_{P\%} = \frac{\sqrt{P_{tc}} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{P_{tc}} + \sqrt{H_0}} \tag{III-33}$$

Les résultats de calcul sont inscrits dans le tableau III.16.

**Tableau III.16** : Débits maximums des crues des différentes périodes de retour

<i>Fréquence</i>	<i>1 %</i>	<i>2 %</i>	<i>5%</i>	<i>10%</i>
<i>Période de retour (an)</i>	100	50	20	10
$P_{tc} (mm)$	32,25	29,10	24,89	21,66
$Q_{\max P\%} (m^3/s)$	13,50	9,83	5,59	2,99

**3- Formule de TURRAZA :**

On a:

$$Q_{\max P\%} = \frac{C \cdot I_{tc}}{3.6} S \tag{III-34}$$

Avec : S : Superficie du bassin versant (km<sup>2</sup>) ;

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

$I_{tc}$  : Intensité des pluies pour une fréquence donnée (mm/h).

**Tableau III.17** : Débits maximums des crues des différentes périodes de retour

<i>Fréquence (%)</i>	<i>100</i>	<i>50</i>	<i>20</i>	<i>10</i>
<i>C</i>	0.7	0.699	0.666	0.6
$I_{tc} (mm/h)$	14,76	13,32	11,39	9,91
$Q_{\max P\%} (m^3/s)$	61,43	55,35	45,10	35,36

Les résultats de calcul de toutes les formules sont représentés dans le tableau III.18.



**Tableau III.18** : Récapitulatif des résultats de débit de crue

<i>Formule</i>	$Q_{1\%}$ ( $m^3/s$ )	$Q_{2\%}$ ( $m^3/s$ )	$Q_{5\%}$ ( $m^3/s$ )	$Q_{10\%}$ ( $m^3/s$ )
<i>Mallet – Gauthier</i>	59,31	54,46	47,28	41,03
<i>Sokolovsky</i>	13,50	9,83	5,59	2,99
<i>Turraza</i>	61,43	55,35	45,10	35,36
<i>Moyenne</i>	38,65	37,49	35,05	32,56

On prend les résultats proches des moyennes donc : les résultats de formule de Mallet Gauthier.

### III.6.2 Hydrogramme de crue :

L'hydrogramme de crue est une identité de la crue, il nous donne les caractéristiques principales de la crues tel que:

- La forme de la crue ;
- Le volume de la crue ;
- La durée de la crue ;
- Le débit maximum de la crue (débit de pointe).

Pour le tracé de l'hydrogramme de crue on doit suivre la méthode de SOKOLOVSKI qui divise l'hydrogramme en deux branches de courbe non symétriques, une le temps de montée et l'autre pour la décrue.

- **Pour le temps de montée :**

$$Q_{\text{montée}} = Q_{\text{max}} \left( \frac{T}{T_m} \right)^2 \quad (\text{III-35})$$

$T_m$  : Temps de montée qui est égale au temps de concentration.

- **Pour la décrue :**

$$Q_{\text{déc}} = Q_{\text{max}} \left( \frac{T_d - T}{T_d} \right)^3 \quad (\text{III-36})$$

Avec:  $T_d = \delta T_m$  (Sokolovski)

$\delta$  : Coefficient dépendant des caractéristiques du bassin versant ,il est pris en général compris entre (2 ÷ 4) , celui-ci est fonction du cours d'eau (longueur), de la perméabilité et du boisement du bassin .

Les résultats de calcul des débits de la crue pour les différentes périodes de retour (100; 50; 20 ; 10) ans, sont donnés dans le tableau III.19

**Tableau III.19** : Débits fréquentielles pour construction l'hydrogramme de crue

<i>La fréquence</i>	(1%)	(2%)	(5%)	(10%)
Q max (m <sup>3</sup> /s)				
T(h)	59,31	54,46	47,28	41,03
0	0	0	0	0
0,25	0,766	0,703	0,611	0,530
0,5	3,064	2,813	2,442	2,119
0,75	6,893	6,329	5,495	4,768
1	12,255	11,252	9,769	8,477
1,25	19,149	17,581	15,264	13,245
1,5	27,574	25,317	21,981	19,073
1,75	37,531	34,459	29,918	25,960
2	49,020	45,008	39,077	33,907
2,2	59,315	54,460	47,283	41,028
2,25	57,977	53,231	46,216	40,102
2,5	46,829	42,996	37,330	32,392
2,75	41,304	37,924	32,926	28,570
3	36,232	33,266	28,882	25,062
3,25	31,593	29,007	25,184	21,853
3,5	27,368	25,128	21,816	18,930
3,75	23,537	21,611	18,763	16,281
4	20,082	18,438	16,008	13,891
4,25	16,982	15,592	13,537	11,747
4,5	14,219	13,056	11,335	9,836
4,75	11,774	10,810	9,385	8,144
5	9,626	8,838	7,673	6,658
5,25	7,756	7,122	6,183	5,365
5,5	6,146	5,643	4,900	4,251
5,75	4,776	4,385	3,807	3,304
6	3,626	3,329	2,891	2,508
6,25	2,678	2,458	2,134	1,852
6,5	1,911	1,754	1,523	1,322
6,75	1,306	1,199	1,041	0,904
7	0,845	0,776	0,674	0,585
7,25	0,508	0,466	0,405	0,351
7,5	0,275	0,252	0,219	0,190
7,75	0,127	0,116	0,101	0,088
8	0,045	0,041	0,036	0,031
8,25	0,009	0,008	0,007	0,006
8,5	0,000	0,000	0,000	0,000
8,8	0,000	0,000	0,000	0,000

Les hydrogrammes decrues sont représentés par la figure III.8.

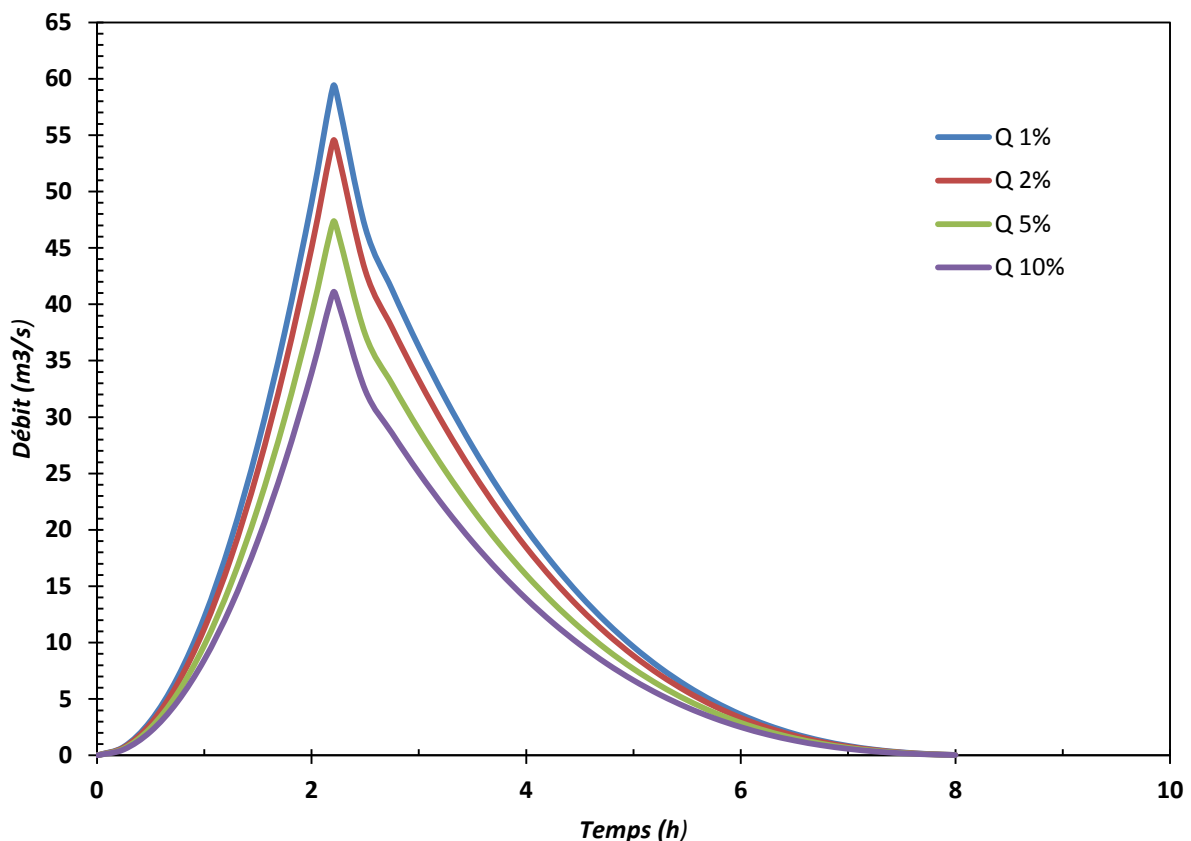


Figure III.8 : Les Hydrogrammes des crues pour les différents périodes de retour

### III.7 Estimation de la crue de projet :

- Pour la détermination de la crue de projet on doit tenir compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant (précipitations superficielle – perméabilité...).
- On doit calculer l'indice global " $I_g$ " qui est lié à tous ces paramètres tel que :

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

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

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

$I_r$  : représente les risques.

- Si :

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

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

**Tableau III.20** : Récapitulation pour le choix de la crue de projet

<i>Le risque</i>	<i>Risque faible</i>	<i>Risque moyen (modéré)</i>	<i>Risque Important</i>
Hydrologie	Bonne connaissance	Connaissance moyennes	Incertitude
Géologie et géotechnique	Peu ou pas de difficulté	Quelques Difficultés	Difficiles
Risque ou non de rupture	Faible	Moyen	Important
La crue de projet	$Q_{\max(1\%)} + \text{revanche}$	$Q_{\max(1\%)} + \text{revanche majorée}$ avec vérification pour $Q_{\max(0.1\%)} \text{ et } Q_{\max(0.2\%)}$	$Q_{\max(0.1\%)}$

Pour notre cas on peut considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval n'est pas élevé (site éloigné des zones urbaines- volume d'emmagasinement relativement faible), donc on accepte un risque faible ( $I_g=1$ ) et on opte pour la crue centennale ( $T=100$  ans).

$$\text{D'où: } Q_{\text{crue}} = 59,31 \text{ m}^3/\text{s}$$

### **III .8 Apports solides :**

L'évaluation de l'envasement est indispensable pour illustrer l'ampleur du comblement au niveau de la retenue d'oued Ketami.

L'absence de mesures du transport solide sur oued Ketami nous contraint à avoir recours aux méthodes empiriques.

#### **\*Formule de TIXERONT :**

Celle ci a été établie sur la base de corrélations faites entre l'apport moyen liquide annuel et la perméabilité grâce à des données d'observations sur des oueds algériens et tunisiens.

Cette formule donne l'apport solide moyen annuel en suspension en  $\text{t/km}^2/\text{an}$ .

Où :

Elle est exprimée par :

$$E_s = \alpha \cdot L_e^{0,15} \quad (\text{III-37})$$

$E_s$  : Apport solide moyen annuel en suspension en  $(\text{t/Km}^2/\text{an})$  ;

$L_e$  : Lamme d'eau écoulée en (mm) ;

$\alpha$  : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant ( $\alpha = 350$ );

Pour une lame d'eau écoulee de 17 mm on obtient une valeur de 533,99 t/km<sup>2</sup>/an pour les transports solides en suspension.

$$A_s = E_s \cdot S \quad (\text{III-38})$$

S : Superficie du Bassin versant en (km<sup>2</sup>) ;

$$\text{AN : } A_s = 11432,78 \text{ t/an}$$

Le volume des solides est égal à :

$$V_s = A_s / \gamma_s$$

$\delta_s$  : Poids spécifique de la vase humide ( $\delta_s = 1.6 \text{ t/m}^3$ ).

$$\text{AN: } V_s = 7145,49 \text{ m}^3/\text{an}$$

### III.9 Calcul du volume mort :

C'est un volume destiné à être rempli par les matériaux transportés.

$$V_{\text{mort}} = T \cdot V_s \quad (\text{III-39})$$

Avec  $V_s$  : envasement annuel (m<sup>3</sup>/an) ;  $V_s = 7145,49 \text{ m}^3/\text{an}$

T : période d'envasement (an) ; T=10 ans

$$\text{AN : } V_{\text{mort}} = 71454,89 \approx 71500 \text{ m}^3$$

### III.10 Régularisation des débits :

La régularisation des débits permet de déterminer la meilleure façon de la restitution des eaux stockées. Le but est donc de satisfaire la demande en aval, que se soit en eau potable, en irrigation, pour la production de l'énergie électrique ou encore pour la navigation (grands barrages).

Le type de régularisation est utilisé :

- La régularisation saisonnière;

Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :

- L'apport (Mm<sup>3</sup>) ;
- La consommation totale (Mm<sup>3</sup>) ;
- Les infiltrations et l'évaporation ;
- Les courbes caractéristiques de la retenue Figure III.9.

La régularisation saisonnière est effectuée lorsque les apports sont supérieurs à la demande.

**III.10.1 Les courbes caractéristiques du bassin :**

L'étude de la régularisation d'une retenue collinaire sur oued Ketami pour objectif la détermination de la digue et des ressources en eaux mobilisables pour l'irrigation (volume utile) et ce en déterminant :

Les paramètres de la retenue et le niveau normal de la retenue.

La méthode utilisée est la méthode du bilan hydrique au pas de temps mensuel recommandé par les experts pour ce type de retenue collinaire afin d'éviter leur surdimensionnement.

Le traitement des levés topographiques, l'étude hydrologique du site et les besoins en eaux pour l'irrigation ont permis de déterminer les paramètres nécessaires pour le calcul de la régularisation à la base des données hydrologiques suivantes :

- 1- Apports moyens mensuels.
- 2- Répartition statique des apports.
- 3- Modulation de la demande.
- 4- Evaporation.
- 5- Courbes hauteur –capacité et hauteur –surface.
- 6- Infiltration sachant que le volume infiltré ( $V_i$ ) est pris égal à 0,1 de l'apport total.
- 7- L'approximation des volumes a été faite selon l'expression suivante :

Où :

$$\Delta V = 1/2[(S_i + S_{i+1}) \cdot (H_{i+1} - H_i)]$$

$H_i$  et  $H_{i+1}$  : sont les cotes des courbes de niveau consécutives.

$S_i$  et  $S_{i+1}$  : les superficies correspondantes.

Le tableau III.21 nous donne tous les résultats de calcul.

**Tableau III.21** : Surface et volume en fonction de l'altitude

<i>Cote (m)</i>	<i>Dh (m)</i>	<i>Surface (Km<sup>2</sup>)</i>	<i>Volume partiel (Hm<sup>3</sup>)</i>	<i>Volume cumulé (Hm<sup>3</sup>)</i>
902,94	0	0	0,000000	0,000000
903	0,06	0,00001008	0,000000	0,000000
904	1	0,00023077	0,000120	0,000121
905	1	0,00071752	0,000474	0,000595
906	1	0,00163475	0,001176	0,001771
907	1	0,002702	0,002168	0,003939
908	1	0,0039409	0,003321	0,007261
909	1	0,0054008	0,004671	0,011932
910	1	0,0071499	0,006275	0,018207
911	1	0,010113	0,008631	0,026839
912	1	0,0146556	0,012384	0,039223
913	1	0,0202842	0,017470	0,056693
914	1	0,02580165	0,023043	0,079736
915	1	0,03191057	0,028856	0,108592
916	1	0,0390611	0,035486	0,144078
917	1	0,0463176	0,042689	0,186767
918	1	0,05418513	0,050251	0,237018
919	1	0,062665	0,058425	0,295443
920	1	0,0715979	0,067131	0,362575
921	1	0,07997902	0,075788	0,438363

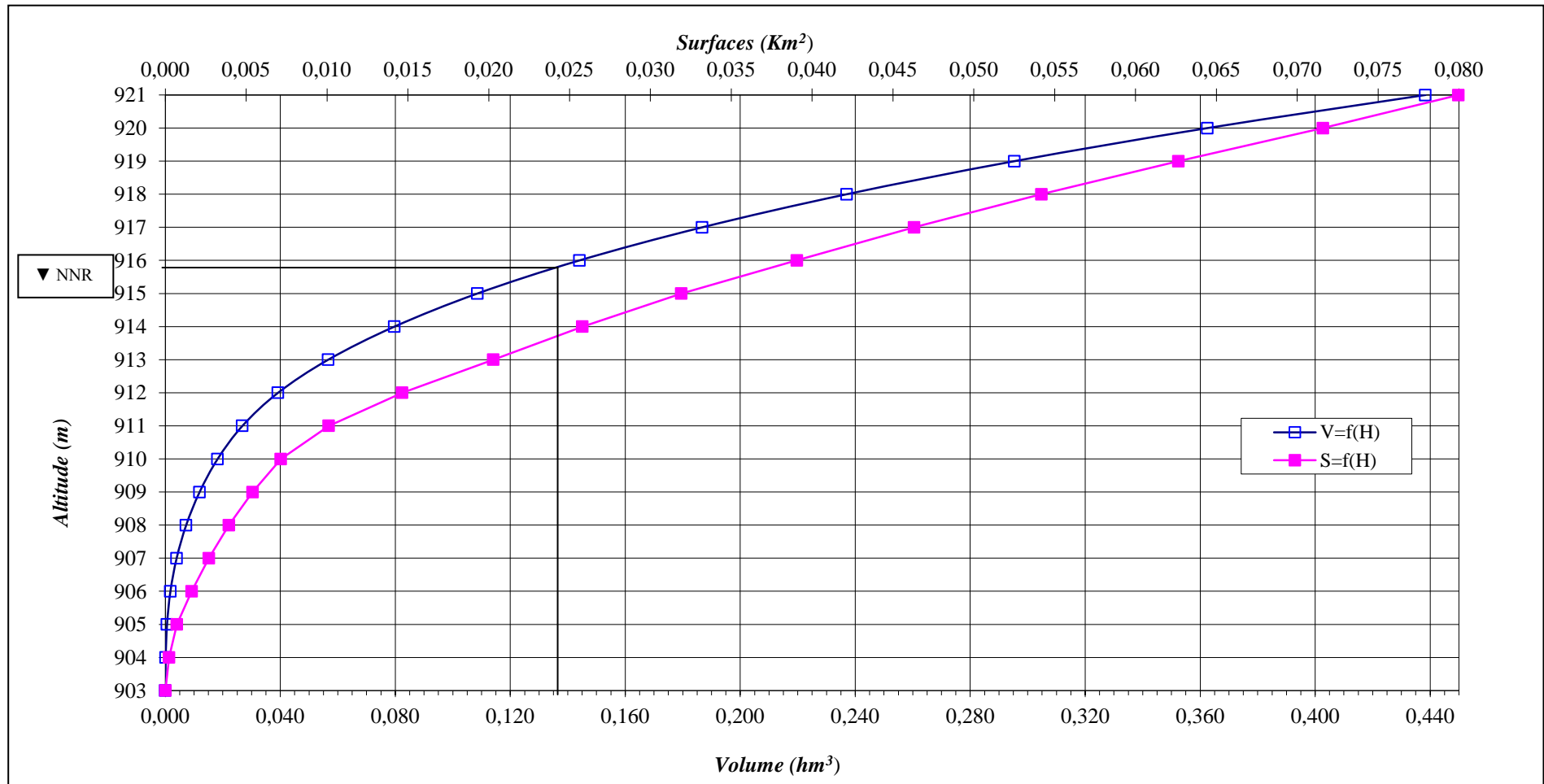


Figure III.9 : Courbes caractéristiques de la retenue



**III.10.2 Répartition mensuelle de l'apport A% et de la consommation U%:**

La répartition mensuelle de l'apport A% et la répartition mensuelle de la consommation U% sont données dans le tableau III.22.

**Tableau III.22 :** Répartition mensuelle de l'apport et de la consommation

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Jui	Jui	Aout
<b>A</b> (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	0,015	0,011	0,007	0,010	0,019	0,014	0,012	0,010	0,009	0,012	0,017	0,012
<b>U</b> (%)	6,21	1,39	0	0	0	0	0	4,94	12,94	21,07	29,73	23,72

**III.10.3 Calcul du volume utile :**

Pour calculer le volume utile de la retenue on a besoin de :

- \*- L'apport annuel A% ;
- \*-La consommation totale ;
- \*- Le volume mort de la retenue.

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

**- Procédé de calcul :**

- \*-Détermination de la période à bonne hydraulité ;
- \*-Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique;
- \*-Calcul des volumes excédentaires et déficitaires "V<sub>s</sub>" et "V<sub>d</sub>" ;
- \*-Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.

La période à bonne hydraulité est celle du mois d'octobre jusqu'au mois d'mars.

Les calculs se font comme suit :  $V_{rf} = V_{ri} + (W - U - II)$

Selon les orientations de la D.R.E (Direction des ressources en eau, de la Wilaya de Batna) la retenue sur oued Ketami, doit satisfaire seulement les besoins en irrigation. Ces besoins sont de l'ordre de 120000 m<sup>3</sup> avec une dotation de 5000 m<sup>3</sup>/ha, nous pouvons avec la réalisation de cette retenue irriguer une surface de 24 ha.

**III.10.3.1 Régularisation saisonnière :**

Les pertes dans la retenue sont deux sortes :

- Pertes par évaporation ;
- Pertes par infiltration.

**III.10.3.1.1 Pertes par évaporation :**

$$V_{EV} = E_S \times S_{moy} \quad (III-40)$$

Avec :  $E_S$  : Evaporation mensuelle (mm) ;

$S_{moy}$  : Surface du plan d'eau correspond au volume moyen ;

" $S_{moy}$ " : Tirée de la courbe (capacité- hauteur).

Le tableau III.23 nous donne les résultats de calcul.

**III.10.3.1.2 Pertes par infiltration :**

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{Inf} = \frac{\delta \times V_{moy}}{100} \quad (III-41)$$

$\delta$ : Coefficient dépendant des conditions hydrogéologiques, ( $0.5 < \delta < 1$ ).

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau III.23

D'après le tableau III.23 on a :

On a :  $V_s = 64330.66 \text{ m}^3$ .

$$V_d = 64330.50 \text{ m}^3 \approx 64500 \text{ m}^3.$$

Donc :

$$V_u = V_d \text{ Alors : } V_u = 64500 \text{ m}^3.$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m$$

D'où :  $V_{NNR} = 136000 \text{ m}^3$  et :

$$\blacktriangledown \text{ NNR} = 915,80 \text{ m NGA}$$

Tableau III.23 : Régularisation saisonnière

Mois	$V_{début}(m^3)$	$S_{moy}(m^2)$	$Es(m)$	$V_{exp}(m^3)$	$V_{inf}(m^3)$	$II(m^3)$	$W(m^3)$	$U(m^3)$	$W - U(m^3)$	$W - U - II(m^3)$	$V_{fin}(m^3)$
Sep	71500	11667	0,227	2648,33	357,50	3005,83	15108	7452	7656,11	4650,27	76150,27
Oct	76150,27	13333	0,248	3306,67	380,75	3687,42	11139	1668	9470,80	5783,38	81933,66
Nov	81933,66	15000	0,216	3240,00	409,67	3649,67	6895	0	6895,19	3245,52	85179,18
Déc	85179,18	16667	0,152	2533,33	425,90	2959,23	10095	0	10095,38	7136,15	92315,33
Jan	92315,33	18333	0,095	1741,67	461,58	2203,24	18981	0	18980,60	16777,36	109092,69
Fév	109092,69	20000	0,049	980,00	545,46	1525,46	14038	0	14037,79	12512,33	121605,02
Mar	121605,02	21667	0,03	650,00	608,03	1258,03	12500	0	12499,55	11241,53	132846,54
Avr	132846,54	23333	0,034	793,33	664,23	1457,57	10370	5928	4441,68	2984,11	135830,66
Mai	135830,66	24167	0,048	1160,00	679,15	1839,15	9364	15528	-6164,09	-8003,25	127827,41
Jui	127827,41	21667	0,085	1841,67	639,14	2480,80	11827	25284	-13456,76	-15937,56	111889,85
Jui	111889,85	18333	0,138	2530,00	559,45	3089,45	17351	35676	-18325,07	-21414,52	90475,33
Aoû	90475,33	14068	0,17	2391,62	452,38	2843,99	12333	28464	-16131,18	-18975,17	71500,15

**III.11 Laminage des crues :**

Le phénomène de submersion représente le plus grand danger surtout pour les retenues collinaires en matériaux locaux. La submersion cause la rupture rapide de la retenue collinaire. Celle-ci est due aux crues qui dépassent la capacité d'évacuation de l'évacuateur de crues.

Le but désiré du laminage est donc d'assurer la sécurité de la retenue collinaire, en déterminant les caractéristiques optimales des évacuateurs de crues (largeur déversant – lame déversant- débit à évacuer).

Il existe plusieurs procédés de laminage (SORENSEN, BLACKMORE, KOTCHERINE, POTAPOV et autres méthodes graphiques).

**- Méthode de KOTCHERINE :**

Nous retenons à méthode de KOTCHERINE car l'information qu'elle utilise est facilement accessible. C'est un calcul graph-analytique qui est basé sur les données suivantes :

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

Ces hypothèses simplifient énormément nos calculs de laminage sans réduire la précision.

Le débit d'évacuation est calculé d'après la formule :

$$q = mb\sqrt{2g}H^{3/2} \quad \text{(III-42)}$$

Avec : - m : coefficient de débit dépend de la forme de déversoir  $m=0.45$  ;

- b : largeur du déversoir en (m) ;

- H : charge d'eau sur le déversoir dépend de la vitesse d'approche d'eau (m) ;

- P : la hauteur de pelle (m) ;

-  $H_0$  : charge global (charge dynamique) :  $H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g}$

-  $V_0$  : vitesse d'approche d'eau déterminée d'abord dans le lit d'après la formule :

$$V_0 = \frac{Q}{S} \quad \text{Avec : } S = b.(H + P)$$

Tous les calculs et résultats sont illustrés ci :

**Tableau III.24** : Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE

<i>Données</i>		<i>Largeur</i> (m)	<i>Hauteur</i> (m)	<i>Débit</i> (m <sup>3</sup> /s)	<i>Surface</i> (m <sup>2</sup> )	<i>Vitesse</i> (m/s)	<i>W<sub>a</sub></i> (m <sup>3</sup> )
<i>g</i> (m/s <sup>2</sup> )	9,81	4	0,2	0,713	4,8	0,149	10000
<i>α</i>	1	8	0,4	4,034	11,2	0,360	20000
<i>2*g</i>	19,62	12	0,6	11,117	19,2	0,579	24000
$\sqrt{2.g}$	4,429447	16	0,8	22,820	28,8	0,792	30000
<i>Q</i> <sub>1%</sub> (m <sup>3</sup> /s)	59,31	20	1	39,865	40	0,997	40000
<i>W</i> <sub>1%</sub> (m <sup>3</sup> )	578171	24	1,2	62,885	52,8	1,191	50000
<i>m</i>	0,45	28	1,4	92,451	67,2	1,376	64000
<i>P</i> (m)	1	32	1,6	129,090	83,2	1,552	70000

On fait le calcul des nouveaux débits en variant la largeur *b* de 4 m à 32 m selon la formule :

$$q = mb\sqrt{2gH}^{3/2}$$

Les calculs et les résultats sont faits selon les tableaux III.25 et III.26.

**Tableau III.25** : Détermination de *H*<sub>0</sub> et *Q* en fonction de *b*

<i>H</i>	<i>V</i>	<i>H</i> <sub>0</sub>	<i>Débit</i> (m <sup>3</sup> /s)							
			<i>b=4m</i>	<i>b=8m</i>	<i>b=12m</i>	<i>b=16m</i>	<i>b=20m</i>	<i>b=24m</i>	<i>b=28m</i>	<i>b=32m</i>
<i>m</i>	<i>m/s</i>	<i>m</i>								
0,2	0,149	0,201	0,719	1,438	2,157	2,877	3,596	4,315	5,034	5,753
0,4	0,360	0,407	2,067	4,134	6,202	8,269	10,336	12,403	14,471	16,538
0,6	0,579	0,617	3,865	7,730	11,595	15,460	19,325	23,190	27,054	30,919
0,8	0,792	0,832	6,051	12,101	18,152	24,203	30,254	36,304	42,355	48,406
1	0,997	1,051	8,586	17,172	25,758	34,344	42,930	51,516	60,102	68,688
1,2	1,191	1,272	11,442	22,884	34,326	45,768	57,210	68,652	80,095	91,537
1,4	1,376	1,496	14,596	29,191	43,787	58,383	72,978	87,574	102,170	116,765
1,6	1,552	1,723	18,028	36,055	54,083	72,110	90,138	108,165	126,193	144,220

**Tableau III.26** : Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue

<i>H</i>	<i>V<sub>ch</sub></i>	<i>q<sub>laminé</sub></i>	<i>Débit (m<sup>3</sup>/s)</i>							
			<i>b=4m</i>	<i>b=8m</i>	<i>b=12m</i>	<i>b=16m</i>	<i>b=20m</i>	<i>b=24m</i>	<i>b=28m</i>	<i>b=32m</i>
0,201	10000	58,284	0,719	1,438	2,157	2,877	3,596	4,315	5,034	5,753
0,407	20000	57,258	2,067	4,134	6,202	8,269	10,336	12,403	14,471	16,538
0,617	24000	56,848	3,865	7,730	11,595	15,460	19,325	23,190	27,054	30,919
0,832	30000	56,233	6,051	12,101	18,152	24,203	30,254	36,304	42,355	48,406
1,051	40000	55,207	8,586	17,172	25,758	34,344	42,930	51,516	60,102	68,688
1,272	50000	54,181	11,442	22,884	34,326	45,768	57,210	68,652	80,095	91,537
1,496	64000	52,745	14,596	29,191	43,787	58,383	72,978	87,574	102,170	116,765
1,723	70000	52,129	18,028	36,055	54,083	72,110	90,138	108,165	126,193	144,220

La détermination de la largeur du déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après la réalisation du graphe  $q_{lam}=f(h)$  déterminé par la formule :

$$q_{lam}=Q_{1\%}\left(1-\frac{V_{ch}}{V_{Cr}}\right) \quad (III-43)$$

Avec :  $Q_{1\%}$  : débit maximum de crue en (m<sup>3</sup>/s) ;

$V_{ch}$  : volume de charge sur le déversoir déduit par la courbe capacité hauteur (m<sup>3</sup>);

$V_{cr}$  : volume de la crue correspondant au  $Q_{1\%}$  en (m<sup>3</sup>).

Les résultats de l'étude du laminage des crues de l'oued Ketami sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.27** : Les résultats de l'étude du laminage par la méthode de KOTCHERINE

<i>L</i> ( <i>m</i> )	<i>H<sub>d</sub></i> ( <i>m</i> )	<i>NPHE</i> ( <i>mNGA</i> )	<i>q</i> ( <i>m<sup>3</sup>/s</i> )
12	1,68	917,48	52,37
16	1,42	917,22	53,44
20	1,24	917,04	54,17
24	1,10	916,9	54,75
28	1,00	916,8	55,16
32	0,92	916,72	55,48

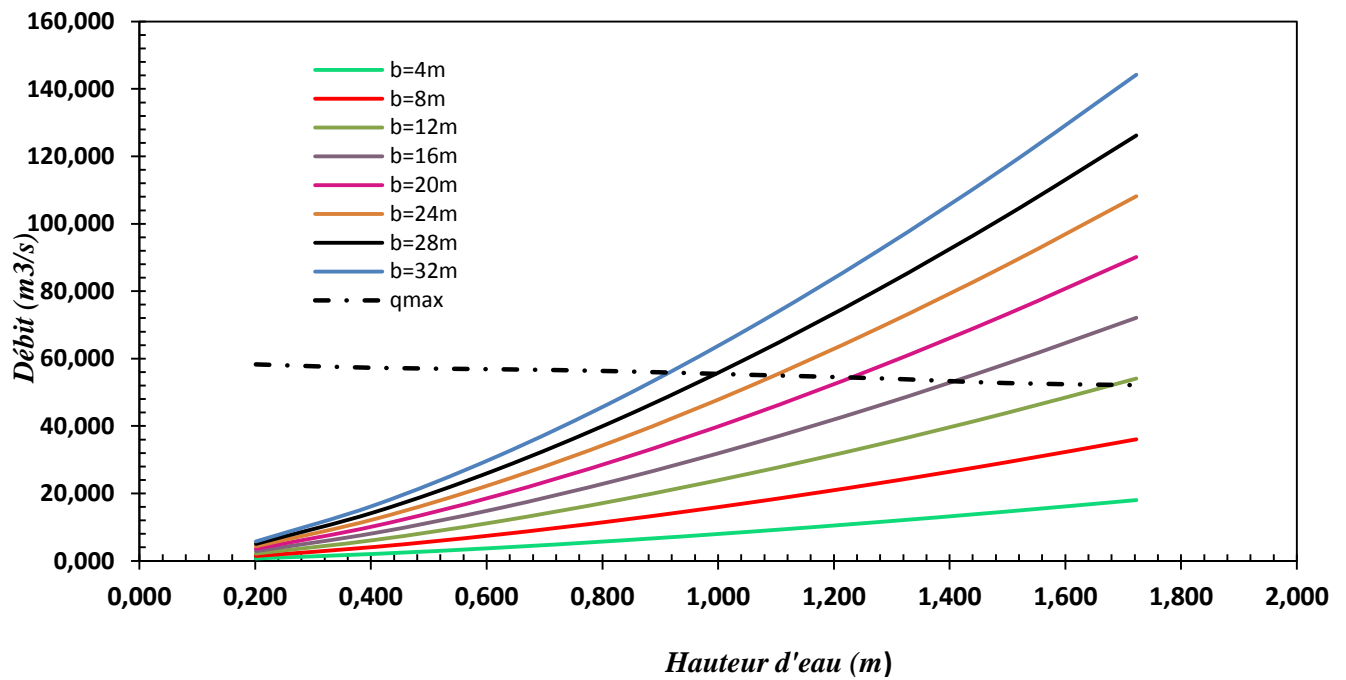


Figure III.10 : Courbes  $q = f(H)$

### III.12 Conclusion :

D'après l'étude hydrologique nous avons trouvé les résultats suivants:

- L'apport moyen annuel calculé par les formules empiriques est estimé par  $0,358 \text{ Mm}^3$ .
- Le volume mort de la retenue est de  $71500 \text{ m}^3$ .
- Pour le dimensionnement de l'évacuateur de crues nous avons choisi la crue centennale avec un débit de  $59,31 \text{ m}^3/\text{s}$ .
- L'étude de régularisation nous a donné un volume utile de  $64500 \text{ m}^3$ .
- La largeur déversant de 12 m avec une charge déversant de 1,68 m pour un débit laminé de  $52,37 \text{ m}^3/\text{s}$ .

# **Chapitre IV:**

## **Etude d'évacuateur de crue**



### ***IV.1 Introduction :***

La construction d'une digue a pour but de créer une retenue susceptible de satisfaire des besoins bien déterminés, sans présenter aucun obstacle pour une crue de débits importants pouvant la submerger et entraîne sa ruine par conséquent.

Ce type d'avarie sera évité en projetant un évacuateur de crues dans la retenue collinaire pouvant évacuer sans risque ces débits et donc protéger la digue.

### ***IV.2 Choix de l'emplacement de l'évacuateur de crues :***

L'emplacement de l'évacuateur de crues dépend essentiellement de la géologie et de la topographie du site, tout en tenant compte bien sûr des facteurs économiques et de la sécurité de l'aménagement.

- De point de vue géologique, la rive gauche favorable pour l'implantation de l'évacuateur de crues (aucun problème d'instabilité de rive, bonne géologie).
- La topographie du terrain permet l'implantation de l'évacuateur de crues sur la rive gauche avec toute sa longueur.

L'évacuateur de crues implanté sur cette rive sera rectiligne sur toute sa partie déversant et ses ouvrages intermédiaires (coursier, chenal), Après ce qu'on vient de voir, la rive gauche est la plus avantageuse pour l'implantation de l'évacuateur de crues. Donc celui-ci à entonnement frontal sera projeté sur cette rive.

### ***IV.3 Dimensionnement hydraulique :***

#### ***Paramètres de dimensionnement de l'évacuateur de crue***

- Largeur déversant :  $b = 12$  m.
- Débit évacué :  $Q_{\text{dév}} = 52,37$  m<sup>3</sup>/s.
- Lamé déversant :  $H_d = 1,68$  m.
- Côte de la retenue normale :  $\text{NNR} = 915,80$  m NGA.
- Côte du fond:  $C_f = 900.00$  m NGA.
- hauteur de pelle:  $P = 1$  m.

L'évacuateur de crues comprend les éléments suivants :

- Un seuil déversant pour le control du débit ;
- Un canal d'approche ;
- Un ouvrage intermédiaire comprend (chenal- convergeant- coursier) ;

- Un dissipateur d'énergie ;
- Un canal de restitution.

### IV.3.1 Canal d'amenée :

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charge et de guider calmement la crue vers le seuil déversant, généralement l'écoulement est calme avec une vitesse faible.

- *Vitesse d'approche :*

$$V_{\text{approche}} = \frac{Q}{(P+h)b} \quad (\text{IV-01})$$

- b : largeur du déversoir (b = 12 m) ;
- Q : débit évacue (Q = 52,37 m<sup>3</sup>/s) ;
- P : Hauteur de pelle (P = 1 m) ;
- h : Lamé déversant (h = 1,68 m).

$$\text{AN: } V_{\text{approche}}=1,63 \text{ m/s}$$

$$V_{\text{ap}} \leq V_{\text{adm}} (V_{\text{adm}} = 4.4) \text{ m/s} \quad (\text{Donc pas de risque de l'érosion}).$$

### IV.3.2 Déversoir :

Le déversoir est à seuil profilé Creager, il est le mieux adapté pour l'écoulement de sorte que la lame d'eau déversante épouse le profil du déversoir.

Les coordonnées du profil Creager sont déterminées par l'équation :

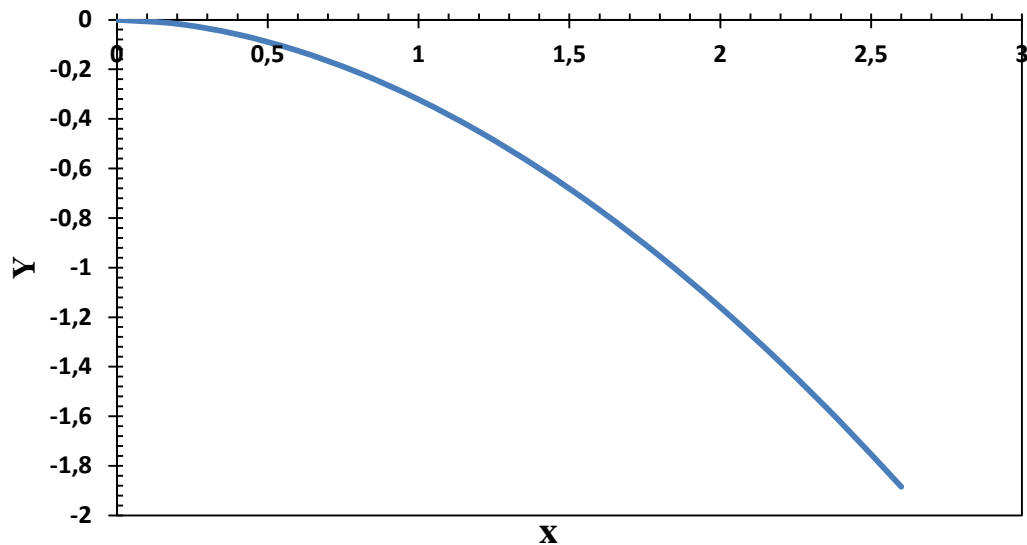
$$\frac{Y}{H} = \frac{1}{2} \left( \frac{X}{H} \right)^{1.85} \quad (\text{IV-02})$$

H : Charge sur le déversoir (m).

Les coordonnées du déversoir sont données par le tableau IV.1 et le profil du déversoir est représenté par la figure IV.1.

**Tableau IV.1 :** Coordonnés de profil de Greager

<b>X</b>	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.2	1.4	1.6	1.8	2	2.2	2.4	2.6
<b>Y</b>	0	-0,02	-0,06	-0,13	-0,21	-0,32	-0,45	-0,60	-0,77	-0,95	-1,16	-1,38	-1,62	-1,88



*Figure IV.1:* Profil du seuil déversant

### IV.3.3 Chenal d'écoulement :

Le chenal fait directement suite au déversoir, sa pente est assez faible, afin d'assurer un régime fluvial, il est en général de section rectangulaire, sa longueur est déterminée en fonction de la topographie est le type de raccordement.

La profondeur critique dans le chenal :

**- profondeur critique :**

$$Y_c = \sqrt[3]{Q^2/b^2g} \quad (\text{IV-03})$$

Où : Q : débit laminé ;  $Q = 52,37 \text{ m}^3/\text{s}$

b : largeur du déversoir ;  $b = 12 \text{ m}$

g : accélération de la pesanteur ;  $g = 9.81 \text{ m/s}^2$

$$\text{AN : } Y_c = 1.25 \text{ m}$$

**- pente critique :**

La pente critique se détermine par la formule de Manning

$$Q = K .S .R_H^{2/3} I^{1/2} \quad (\text{IV-04})$$

Avec :

$R_H$  : rayon hydraulique en (m) ;

I : pente en (m/m) ;

S : section mouillée ( $\text{m}^2$ ) ;

K : coefficient de Manning –Strickler ( $K = 71$ ).

Pour une section rectangulaire

$$I_{cr} = \left[ \frac{Q(b + 2y_c)^{2/3}}{K(b.y_c)^{5/3}} \right]^2 \quad (IV-05)$$

$$AN : I_{cr} = 0.23 \% > 0.1\%.$$

Donc la condition est vérifiée.

#### **IV.3.4 Calcul du convergent :**

Le convergent est l'ouvrage intermédiaire entre le chenal d'écoulement et le coursier, sa largeur au début est égal à celle du chenal d'écoulement et égale à sa fin à celle du coursier. Son rôle est de guider les filets d'eau jusqu'au coursier avec un passage d'un écoulement fluvial à la fin du chenal à un écoulement torrentiel au début du coursier.

La longueur du convergent est :

$$L = 2.5 (l_1 - l_2) \quad (IV-06)$$

Ou :  $l_1$  : largeur au plafond du bief amont ;

$l_2$  : largeur au plafond du bief aval.

$$AN : L = 17,50 \text{ m}$$

#### **IV.3.5 Le coursier :**

Le coursier est un ouvrage de raccordement, il fait suite au chenal d'écoulement, sa fonction est de conduire l'eau au dissipateur d'énergie. Pour assurer de bonnes conditions de l'écoulement il est conseillé de lui donner une section rectangulaire.

- **Largeur du coursier :**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$L_{cou} = Q^{0.4} \text{ (m)} \quad (IV-07)$$

$$AN : L_{cou} = 4,87 \text{ m} \approx 5\text{m}$$

- **Longueur du coursier :**

La longueur du coursier est obtenue directement du plan topographique.

$$L_{cou} = 85\text{m} \quad \text{et} : \quad I_{cou} = 16.83\%.$$

- **La profondeur critique :**

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left( \frac{Q}{b} \right)^2} \quad (IV-08)$$

Q : Débit de la crue ;  $Q = 52,37 \text{ m}^3/\text{s}$ .

b : la largeur du canal ;  $b = 5 \text{ m}$

Le tirant d'eau critique est :  $Y_{cr} = 2.24\text{m}$

• **La pente critique :**

La condition de criticité :

La combinaison entre :  $\frac{Q^2 b}{g S_{cr}^3} = 1$

Et la relation du régime uniforme ;  $Q = SC\sqrt{RI}$

Pour une section rectangulaire donnent :

$$I_{cr} = \left( \frac{Q}{C_{cr} \cdot S_{cr} \cdot R_{cr}^{1/2}} \right)^2 \quad (\text{IV-09})$$

Où :  $I_{cr}$  : Pente critique.

$S_{cr}$  : Section critique ;  $S_{cr} = b \cdot h_c$  ;  $S_{cr} = 11,18 \text{ m}^2$

$R_{cr}$  : Rayon critique ;  $R_{cr} = S_{cr}/P_{cr}$

$P_{cr}$  : Périmètre critique ;  $P_{cr} = 2h_{cr} + b$  ;  $P_{cr} = 9,47 \text{ m}$

$C_{cr}$  : Coefficient de chezy ;  $C_{cr} = \frac{1}{n} R_{cr}^{1/6}$  ( $\text{m}^{1/2}/\text{s}$ )

n : Coefficient de rugosité ;  $n = 0.014$  ( $\text{m}^{-1/3}/\text{s}$ )

Donc :

$R_{cr} = 1,18 \text{ m}$ .

$C_{cr} = 73,43 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$ .

Donc :  $I_{cr} = 0.0034 = 0.34\%$   $I_{cou} = 16.83\% > I_{cr} = 0.34\%$

**- Calcul de la ligne d'eau dans le coursier :**

Le calcul de la ligne d'eau est fait par un moyen informatique à l'aide d'un logiciel (CANALP 21).

**Tableau IV.2 :** Calcul de ligne d'eau

$Q$ ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	Strickler	$I$ (m/m)	$Y_n$ (m)	$Y_c$ (m)	$L_{bief}$ (m)	Fraude (aval)
52,37	71	0.1683	0.59	2.24	85	7.34

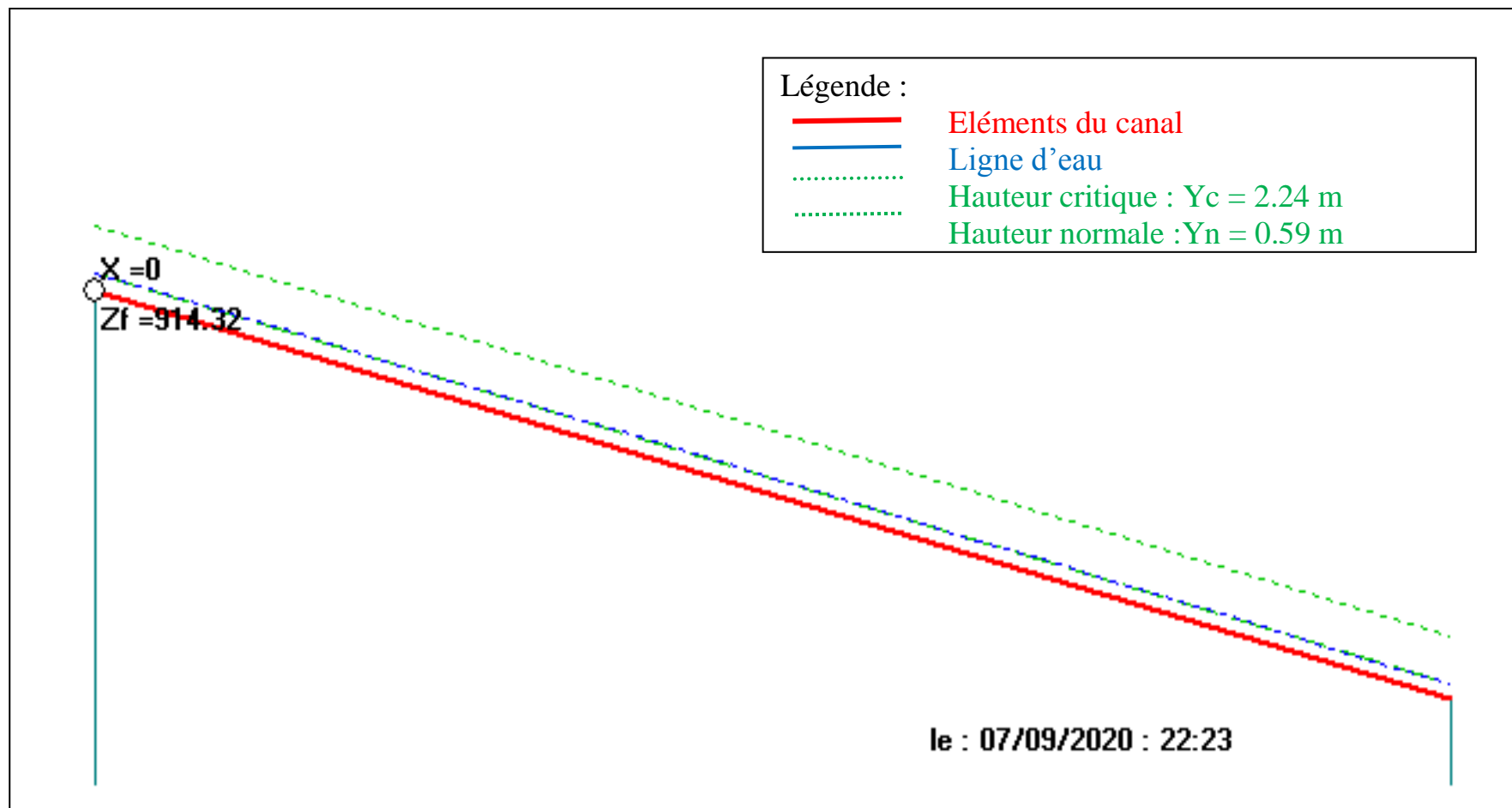


Figure IV.2: La ligne d'eau dans le coursier

### IV.3.6 Calcul du bassin d'amortissement :

Les tests réalisés par (USBR) « The Bureau Of Réclamation » montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude et on a :

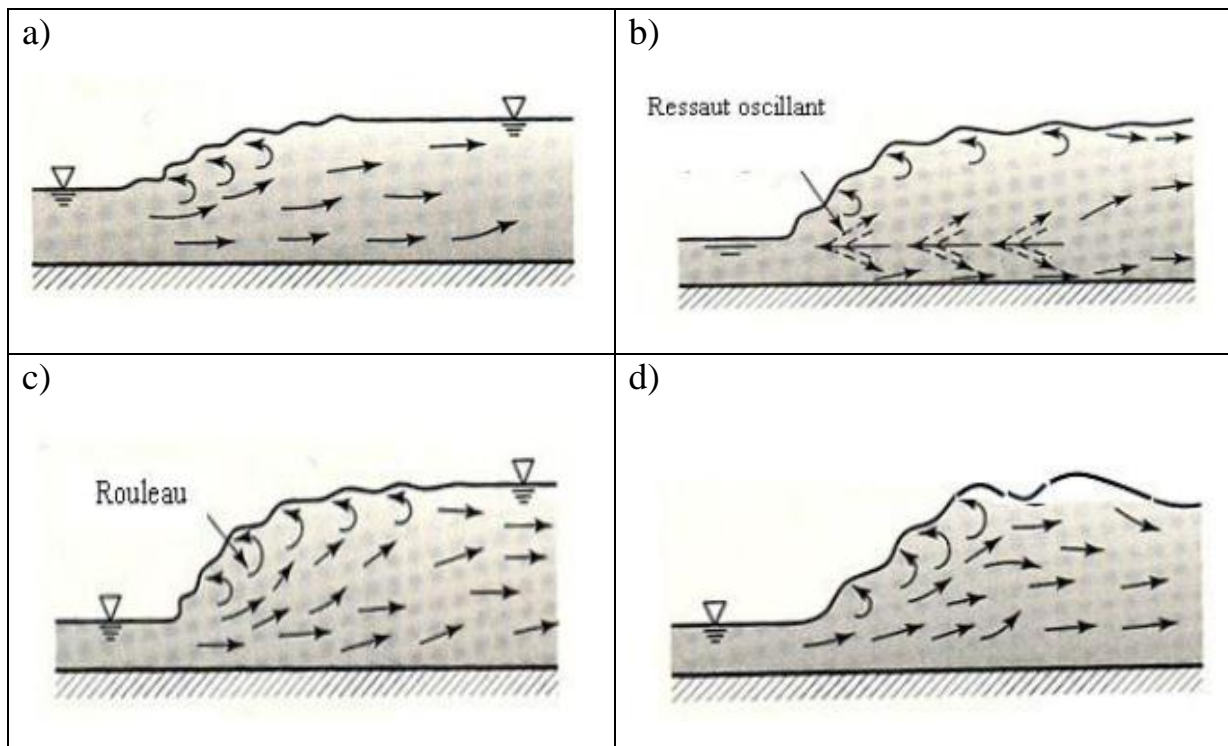
**01 < FR ≤ 1.7** Ressaut ondulé ;

**1.7 < FR ≤ 2.5** Ressaut faible de petites apparitions en surface ;

**2.5 < FR ≤ 4.5** Ressaut oscillant ;

**4.5 < FR ≤ 09** Ressaut stable (Stationnaire) ;

**FR > 09** Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).



**Figure IV.3 :** Forme de ressaut classique selon la classification de Bradley et Peterka (1957). a) pré-ressaut, b) ressaut de transition, c) ressaut stable et d) ressaut agité (Benmalek. A, 2018).

Le nombre de Froude calcul par logiciel CANALP 21 :

$$FR = 7.34$$

Froude est supérieur à 7.34, cela veut dire que le ressaut va se produire nettement. La mise en place des blocs, de déflecteur permettent de raccourcir le bassin et évite le déplacement du ressaut à l'aval. Le débit unitaire inférieur à 45 m<sup>2</sup>/s, alors a appelé à utiliser le bassin de type II.

Le nombre de Froude indique nettement qu'il y'a formation de ressaut dont il faut déterminer les profondeurs conjuguées et la longueur du bassin pour s'en servir au dimensionnement des blocs chicanes (voir annexe I)

- **Détermination des caractéristiques du bassin :**

On a  $F = 7.34$  Donc de l'abaque  $\frac{y_2}{y_1} = 10.1$   $y_1 = 0.59$  m D'où  $y_2 = 5.96$  m.

$Y_1$  : Tient d'eau avant le ressaut en (m).

$Y_2$  : Tient d'eau après le ressaut en (m).

Longueur du bassin :

On a :  $\frac{L}{Y_2} = 4$       Donc :  $L = 23.84$  m      On prend  $L = 24$  m.

- **Dimensionnement des blocs chicanes :**

A l'entrée :  $h_1 = y_1 = e_1 = z_1 = 0.59$  m ;

$h_1$  : Hauteur des blocs chicanes à l'entrée ;

$e_1$  : L'espacement entre les blocs chicanes ;

$Z_1$  : épaisseur des blocs chicanes ;

A la sortie :  $h_2 = 0.2y_2 = 1.19$  m ;

$e_2 = z_2 = 0.15y_2 = 0.89$  m ;

$h_2$  : Hauteurs des blocs chicanes a la sortie ;

$e_2$  : espacement entre les blocs chicanes a la sortie, prend une pente de 1/2 ;

$Z_2$  : épaisseur des blocs chicanes.

### IV.3.7 Canal de restitution :

Le canal de restitution sert essentiellement à conduire l'eau vers l'oued après la dissipation de son énergie.

La vitesse admissible pour les enrochements est  $V = (4.4-10)$  m/s.

Pour calculer la hauteur d'eau on utilise la formule de Chézy :

$$Q = CS \sqrt{RI} \quad (IV-10)$$

$S$  : section du canal trapézoïdale  $S = b.h + mh^2$

$P$  : périmètre mouille  $P = b + 2h \sqrt{m^2 + 1}$

$R$  : rayon hydraulique  $R = S/P$

$C$  : coefficient de Chézy  $C = \frac{1}{n} . R^{1/6}$  .



$n$  : rugosité du canal ( $n=0.014$  pour le béton lisse).

$Q$  : le débit évacué en ( $m^3/s$ ).

La hauteur critique se calcule comme suit :

$$h_{cr} = \left( 1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0,015 \cdot \sigma_{cr}^2 \right) \cdot K \quad (IV-11)$$

Avec :  $K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b^2}}$  et :  $\sigma = \frac{K m}{b}$        $m = 1.$

On trouve :  $K = 2,24$   $\sigma = 0,45$  d'où :       $h_{cr} = 1.91$  m.

**- La pente critique :**

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \cdot C_{cr}^2 \cdot R_{cr}} \quad (IV-12)$$

Avec:  $R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}} = 1.27m$  et :  $C_{cr} = \frac{1}{n} \cdot R_{cr}^{1/6} = 74.32$

D'où :       $I_{cr} = 0.22\%$

**- Longueur du canal de restitution:**

La longueur du canal de restitution est obtenue directement du plan topographique

$$L = 18 \text{ m}$$

**- La profondeur normale :**

La profondeur normale est calculée à l'aide du logiciel CANALP21 et on trouve :  $h_n = 4.30m$ .

**- La vitesse de l'écoulement :**

$$V = Q/S = C \cdot \sqrt{R \cdot I} \quad (IV-13)$$

AN :  $V = 1.31$  m/s.

Puisque la vitesse de l'écoulement est inférieure à la vitesse admissible :

$V < V_{adm} (1,8 - 2,2)$  m/s donc la condition est vérifiée.

### IV.3.8 Hauteur des murs bajoyers :

1) **Hauteur des murs à l'entrée du déversoir :**

$$H_o = P + h + R \quad (IV-14)$$

$R$  : la revanche en (m)

- La revanche est calculée par la formule :

$$R = 0.6 + 0.5 V h^{1/3} \quad (IV-15)$$

$$\text{AN : } R = 1.57 \text{ m}$$

Donc la hauteur des murs est de :  $H = 4.25 \text{ m}$

On prend  $H_0 = 4.30 \text{ m}$ .

### 2) Hauteur des murs du chenal :

Sur le long du chenal d'écoulement, la hauteur des bajoyers doit atteindre la crête du barrage.

### 3) Hauteur des murs à l'entrée du coursier :

La vitesse de l'eau au niveau de la section de contrôle est :

$$V = \frac{Q}{b_1 \cdot Y_c} \quad (IV-16)$$

$$\text{AN : } V = 4.68 \text{ m/s}$$

La revanche (R) est égale à :

$$R = 0,61 + 0,14 \cdot V^{1/3} \quad (IV-17)$$

$$\text{AN : } R = 0.83 \text{ m}$$

D'où la hauteur du mur  $H_m$  du chenal sera :

$$H_1 = H_c + R \quad (IV-18)$$

$$H_1 = 2.24 + 0,83 = 3.07 \text{ m}$$

On prend:  $H_1 = 3.10 \text{ m}$ .

### 4) Hauteur des murs a la fin du coursier :

$$H_2 = h_f + R. \quad (IV-19)$$

$h_f$  : Hauteur d'eau à la fin du coursier en (m).

$h_f = 0.59 \text{ m}$ .  $V = 17.75 \text{ m/s}$  et  $R = 0.97 \text{ m}$ .

D'où  $H_2 = 0.59 + 0.97 = 1.56 \text{ m}$ .

On prend:  $H_2 = 1.60 \text{ m}$ .

### 5) Hauteur des murs dans le bassin de dissipation :

$$R = 0.61 + 0.14 \cdot V^{1/3} \quad (IV-20)$$

La hauteur du mur bajoyer est celle de la hauteur conjuguée  $Y_2$  avec une marge de sécurité,

$$\text{AN: } R = 0.6 + 0.14V^{1/3} = 0.77 \text{ m avec } V = 1.76 \text{ m/s}$$

$$H_{\text{mur}} = 6.73 \text{ m}$$

On prend:  $H_{\text{mur}} = 6.80\text{m}$

#### IV.4 Devis estimatif d'évacuateur de crues :

Le devis estimatif d'évacuateur de crues est déterminé en sommant le coût des différents travaux, à savoir les excavations, les remblais et le bétonnage.

**Tableau IV.3** : devis estimatif d'évacuateur de crues.

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix (DA)	Montant (DA)
<b>I- Canal d'amenée</b>					
1	Déblai	m <sup>3</sup>	600	500,00	300 000,00
2	Remblai	m <sup>3</sup>	38	200,00	7 600,00
3	Béton de propreté200kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	23	15 000,00	345 000,00
4	Béton armé 350Kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	70	35 000,00	2 450 000,00
5	Sable	m <sup>3</sup>	23	300,00	6 900,00
Total I					3 109 500,00
<b>II- Déversoir</b>					
1	Déblai	m <sup>3</sup>	67	500,00	33 500,00
2	Remblai	m <sup>3</sup>	5	200,00	1 000,00
3	Béton de propreté200kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	3,5	15 000,00	52 500,00
4	Béton armé 350Kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	60	35 000,00	2 100 000,00
5	Sable	m <sup>3</sup>	3,5	300,00	1 050,00
6	Joints waterstop	ml	32	1 000,00	32 000,00
Total II					2 220 050,00
<b>III- Chenal d'écoulement + Calcul du convergeant</b>					
1	Déblai	m <sup>3</sup>	317	500,00	158 500,00
2	Remblai	m <sup>3</sup>	26	200,00	5 200,00
3	Béton de propreté200kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	20	15 000,00	300 000,00
4	Béton armé 350Kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	125	35 000,00	4 375 000,00
5	Sable	m <sup>3</sup>	20	300,00	6 000,00
6	Joints de dilatation	ml	22	1 000,00	22 000,00
Total III					4 866 700,00
<b>IV- Coursier</b>					
1	Déblai	m <sup>3</sup>	1910	500,00	955 000,00

2	Remblai	m <sup>3</sup>	222	200,00	44 400,00
3	Béton de propreté200kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	66	15 000,00	990 000,00
4	Béton armé 350Kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	390	35 000,00	13 650 000,00
5	Sable	m <sup>3</sup>	66	300,00	19 800,00
6	Joints de dilatation	ml	46	1 000,00	46 000,00
Total IV					15 705 200,00
<b>V- bassin d'amortissement</b>					
1	Déblai	m <sup>3</sup>	793	500,00	396 500,00
2	Remblai	m <sup>3</sup>	61	200,00	12 200,00
3	Béton de propreté200kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	29	15 000,00	435 000,00
4	Béton armé 350Kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	204	35 000,00	7 140 000,00
5	Sable	m <sup>3</sup>	29	300,00	8 700,00
6	Joints de dilatation	ml	20	1 000,00	20 000,00
Total V					8 012 400,00
<b>VI- Canal de restitution</b>					
1	Déblai	m <sup>3</sup>	32	500,00	16 000,00
2	Béton de propreté200kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	100	15 000,00	1 500 000,00
3	Béton armé 350Kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	27	35 000,00	945 000,00
4	Sable	m <sup>3</sup>	100	300,00	30 000,00
5	protection en enrochement		4,5	1 000,00	4 500,00
Total VI					2 495 500,00
<b>Total hors taxe = I+II+III+IV+V+VI</b>					<b>36 409 350,00</b>
<b>T.V.A 19 %</b>					<b>6 917 776,50</b>
<b>Total en TTC</b>					<b>43 327 126,50</b>

Le présent devis est arrêté à la somme de : Quarante trois million trois cent vingt sept mille cent vingt six dinar algérien et cinquante Cts

#### **IV.5 Conclusion :**

Dans ce chapitre nous avons dimensionné notre évacuateur de crue; elle à 168 m de longueur avec un déversoir type Greager, un coursier rectangulaire de 85 m de longueur, un bassin de dissipation type II et un canal de restitution trapézoïdal.

Le calcul de la ligne d'eau est effectué par un logiciel dite «CANALP 21» qui donne une charge à la fin du coursier de 0.59 m.

# **Conclusion générale**

## Conclusion générale

---

### *Conclusion générale*

Dans le cadre de ce projet de fin d'études, nous avons essayé du dimensionnement d'un évacuateur de la crue de la retenue collinaire d'ain Tabith sur Oued Ketami (Wilaya de Batna).

C'est un ouvrage d'une importance primordiale, essentiel à la sécurité de la retenue. La conception de l'évacuateur dépend du débit à évacuer, de la hauteur de chute entre le niveau des plus hautes eaux et celui du fond de la vallée.

D'après les résultats trouvés le niveau du volume normal de la retenue (NNR) est de 915,80 mNGA. Le volume normal de la retenue est de 136000 m<sup>3</sup>. L'évacuateur de crue a les caractéristiques suivantes :

- Une crue de projet avec une période de retour de 100 ans.
- Un débit de crue de 59,31 m<sup>3</sup>/s
- Un débit laminé de 52,37 m<sup>3</sup>/s.
- Une charge déversante de 1,68 m
- Une largeur du seuil déversant de 12 m.

Selon les conditions géologique et topographique du terrain l'évacuateur de crue choisie est de type latéral (rive gauche) à profil normal (Greager) il se compose :

- D'un déversoir de largeur de 12 m.
- D'un coursier rectangulaire de 85 mètre de longueur et un largeur de 5 m.
- Un bassin de dissipation type II, d'une longueur de 24 m et un largeur du 5m.
- Un canal de restitution trapézoïdale.

A la fin d'étude on fait un devis estimatif d'évacuateur de crue et on trouve qu'il arrêté à la somme de : **43 327 126,50 Da**

## Liste de notation

### Liste des notations :

Symboles	Désignation	Unité
$\alpha$	Le coefficient d'accélération sismique	-
$W_n$	Teneur en eau naturelle	%
$\gamma_d$	Densité sèche	t/m <sup>3</sup>
K	perméabilité	cm/s
$P_c$	pression de pré consolidation	bar
g	Accélération de la pesanteur	m/s <sup>2</sup>
$C_g$	coefficient de gonflement	-
$W_L$	Limite de liquidité	%
$W_p$	Limite de plasticité	%
$I_p$	Indice de plasticité	%
$S_r$	Degré de saturation	%
$C_d$	Coefficient de débit	/
$C_e$	Coefficient de correction	/
C	Cohésion	bar
$\phi_u$	L'angle de frottement	°
S	Surface	Km <sup>2</sup>
P	périmètre	Km
L	longueur	Km
l	largeur	Km
$K_c$	Indice de compacité	-
$I_g$	Indice de pente	m/km
$T_c$	Temps de concentration	h
$V_r$	Vitesse de ruissellement	Km/h
$D_d$	Densité de drainage	km/km <sup>2</sup>
$C_t$	Densité de drainage	-
$A_0$	Apport moyen annuel	Mm <sup>3</sup>
$C_v$	Coefficient de variation	-
Q	Débit	m <sup>3</sup> /s
$E_s$	Apport solide	t /Km <sup>2</sup> /an
$V_s$	Volume des solides	m <sup>3</sup> /an
$V_{mort}$	Volume mort	m <sup>3</sup>
b	Largeur déversant	m
$H_d$	Hauteur déversant	m
$C_f$	Côte du fond	m NGA
$Y_c$	Profondeur critique	m
RH	Rayon hydraulique	m
$I_{cr}$	Pente critique	%
$C_t$	Coefficient de tassement	/
$\gamma_h$	Densité humide	t/m <sup>3</sup>
$L_p$	La longueur du thalweg principal	Km
$C_s$	Coefficient d'asymétrie	/
b	Exposant climatique	/

## Liste de notation

---

Pct	Pluie courte durée de même fréquence que $P_{\max j} \%$	mm
$I_t$	L'intensité des pluies	mm/h
$\mu$	Variable réduite de Gauss	/
C	Coefficient de ruissellement	/
$L_e$	Lame d'eau écoulée	mm
Ccr	Coefficient de chezy	/



## Abréviation

---

### *Abréviation*

**BCR** : Béton Compacté au Rouleau

**U.S.C.S** : Unified Soil Classification System.

**ANRH** : Agence Nationale Des **R**essources **H**ydrauliques.

**NNR** : cote au Niveau Normale de la **R**etenue.

**NPHE** : Niveau de **P**lus **H**aut d'**E**au.

**USBR** : The **U**nited **S**tates **B**ureau of **R**éclamation (Etats-Unis bureau de réclamation).

**NGA** : Niveau **G**éographique **A**lgérien.

**ONM** : **O**ffice **N**ational **M**étéorologique.

**DRE** : **D**irection des **R**essources en **E**au.

# **Références bibliographiques**

### *Références bibliographique*

- Abdellaoui. M, 2012. Etude du comportement des barrages en enrochement avec masque amont en béton (cas du barrage d'EL AGREM Jijel), Thèse du Magister en génie civil, Université des sciences et de la technologie 'Houari Boumediene'.
- Anderson. R.M, 2011. Piano key weir head discharge relationships, Master of Science in civil and environmental engineering, Utah State University, United States.
- Anton. J et als, 2011. Les barrages Du projet a la mise en service volume 17, Edition Presses Polytechnique Et Universitaires Romandes, Ecole polytechnique Fédérale de Lausanne, Suisse.
- Athmani. B, 2019. Optimisation de la forme du déversoir en touches de piano (PK-Weir) par voies numérique et expérimentale, Thèse du Doctorat en Hydraulique, Université Mohamed Khider, Biskra.
- Belaabed. F, 2011. Contribution à l'étude des déversoirs en touches de piano (PK-Weir) noyés par l'aval, Thèse du Magister en Hydraulique, Université Mohamed Khider, Biskra.
- Benmalek. A, 2018. Etude de la compacité du ressaut hydraulique dans quelques profils de canaux à ciel ouvert, Thèse du Doctorat en Hydraulique, Université Mohamed Khider, Biskra.
- CFBR, 2013. Comité Français des Barrages et Réservoirs, Recommandations pour le dimensionnement des évacuateurs de crues de barrages, Groupe de travail, 'dimensionnement des évacuateurs de crues de barrages', France.
- Christian. K, 2008. Rapport sur l'amélioration de la sécurité des barrages hydrauliques, Office parlementaire d'évaluation des choix scientifiques et technologiques.
- CIGB, 1987. Evacuateur de crue de barrage, Commission Internationale des Grands Barrages, Bulletin n°58, Paris, France.
- Djedia. R, 2016. Contribution à l'étude du laminage de crue pour un déversoir muni d'un système à hausses fusibles, Mémoire Master en Hydraulique, ENSH, Blida.
- Djemili. L, 2006. Critères de choix de projet des barrages en terre: Etanchéité par le masque en béton bitumineux. Thèse de doctorat Hydraulique, Université El Hadj Lakhdar, Batna.
- Elyebdri. M et Benabdallah. I, 2016. Etude et dimensionnement d'un hall industriel à Ain Fezza, Mémoire Master en génie civil, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen.

## Référence bibliographique

---

- Heragmi. A, 2009. Choix et conception de l'organe de l'étanchéité des barrages en terre 'barrage EL-AGRAM Jijel', Thèse du Magister en Hydraulique, Université Badji-Mokhtar, Annaba.
- Khelifa.M et al, 2012. Cours ouvrage hydraulique, Ecole national d'ingénieur, Département de Génie Civil de l'ENIT, Tunis.
- Labiod. H, 2015. Surélévation du plan d'eau du barrage Izdihar a Sidi Abdelli 'étude de faisabilité', Mémoire Master en Hydraulique, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen.
- Laiadi. A, 2018. Etude de l'écoulement sur le déversoir en touche de piano en absence de la contraction latérale, Thèse du Doctorat en Hydraulique, Université Mohamed Khider, Biskra.
- Le Delliou. P, 2003. Les barrages: conception et maintenance, la presse universitaire de Lyon, France.
- Le Delliou. P, 2008. Grand barrages Petit barrage, Bureau d'Étude Technique et de Contrôle des Grands Barrages.
- Lencastre. A, 1996. Hydraulique Générale, Eyrolles.
- Lipeme Kouyi. G, 2004. Expérimentations et modélisations tridimensionnelles de l'hydrodynamique et de la séparation particulaire dans les déversoirs d'orage, Ecole doctorale sciences pour l'ingénieur, Mémoire Doctorat en sciences pour l'ingénieur, Strasbourg I.
- Marche. C, 2008. Barrage: crues de rupture et protection civil, deuxième édition, Presse internationales polytechnique, Canada.
- Ouamane. A et al, 2006. Nouvelles solutions économiques permettant l'accroissement de la capacité des retenues et la sécurité des barrages existants, Laboratoire Aménagements Hydrauliques et Environnement de Biskra et Hydrocoop-France.
- Rolley. R et als, 1977. Technique des barrages en aménagement rural, Ministère de l'agriculture française, Paris, France.
- Zerguit. N, 2018. Étude expérimentale et numérique de l'écoulement à surface libre au -dessus du déversoir a seuil épais, Mémoire de projet de fin d'étude Pour l'obtention du Diplôme d'Ingénieur, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen.

## Référence bibliographique

---

### *Références sito-graphique*

<http://www.swissdams.ch/fr>

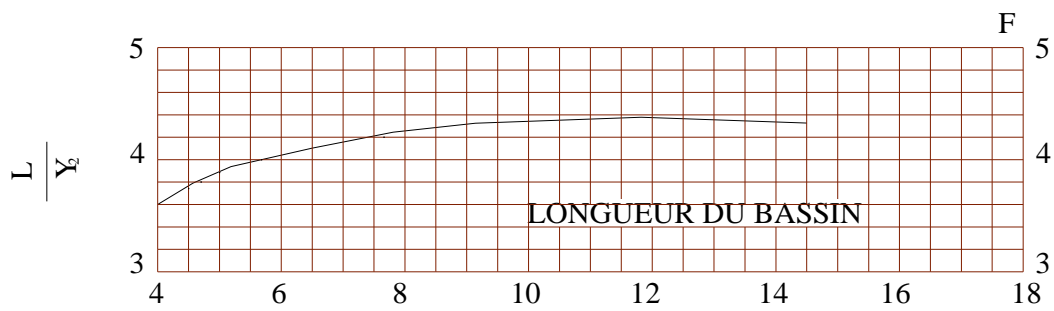
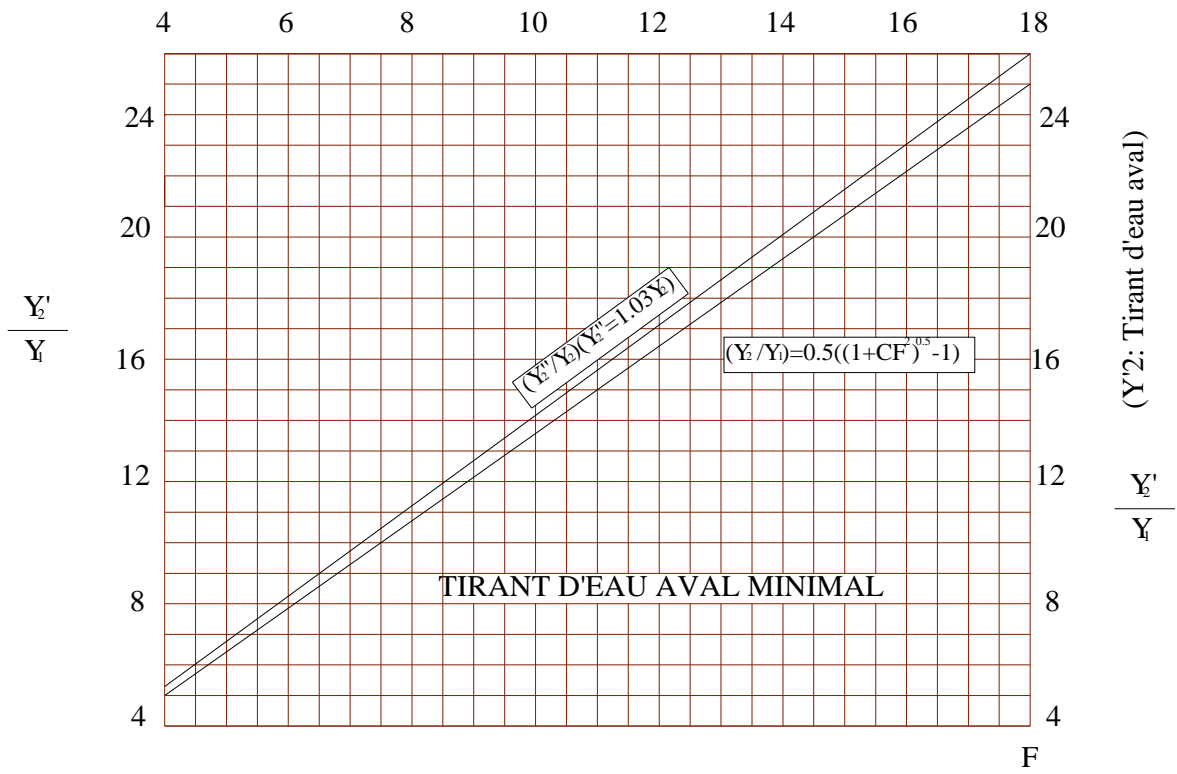
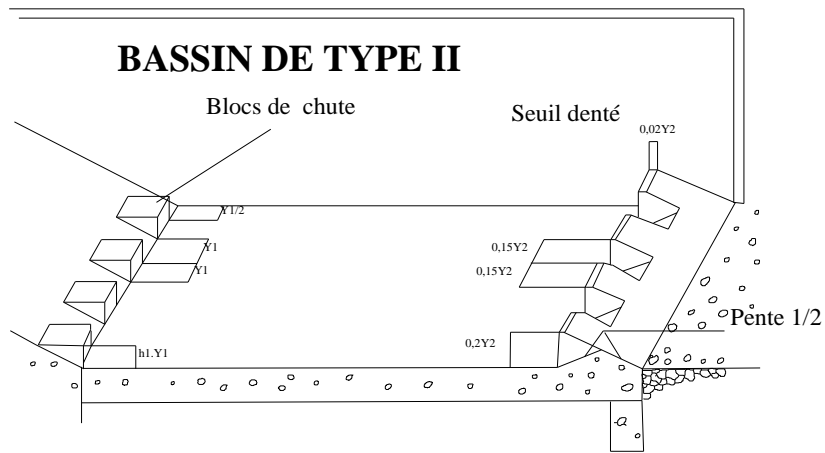
<https://www.soudoud-dzair.com/> Agence Nationale des Barrages et Transferts.

<https://www.barrages-cfbr.eu/> Comité Français des Barrages et Réservoirs.

<http://colleges.planete-tp.com/>

# **Annexes**

**ANNEXE I :**



## **Résumé :**

L'objectif de la réalisation de la retenue collinaire d'ain Tabith sur Oued Ketami se trouve au sud de la commune de Seriana, wilaya de Batna et s'inscrit dans le cadre du développement de l'agriculture et la croissance économique du notre pays. Afin des mobiliser les ressources superficielles en vue de l'irrigation des terres agricoles. Il s'agit d'une retenue collinaire en terre homogène argileuse avec un évacuateur de crue sur la rive gauche permettant d'évacuer un débit de  $52.37 \text{ m}^3/\text{s}$ . Avec un volume utile de stockage de  $64500 \text{ m}^3$ .

Ce travail englobe une étude d'APD de l'évacuateur de crue de la retenue sur Oued Ketami, dont l'étude de faisabilité de ce projet a été présentée par le bureau d'étude d'hydraulique Moyens d'Application des Technique de l'Hydraulique **MATH** la Wilaya de Constantine.

*Mots-clés* :Retenue collinaire, évacuateur de crue, débit, ressources superficielles.

## **Abstract:**

The objective of the realization of the impounding reservoir d'Ain Tabith on wadi Ketami is located in the south of the commune of Seriana, situated in Batna. And is part of the development of agriculture and the economic growth of our country. In order to mobilize surface resources for the irrigation of agricultural land .It is a dam of homogeneous clay soil with a spillway on the left bank to evacuate a flow of  $52.37 \text{ m}^3/\text{s}$ . With a useful storage volume of  $64500 \text{ m}^3$ .

This work encompasses BDP study of the d'Ain Tabith reservoir spillway, whose feasibility study for this project was presented by the Hydraulic Engineering office Means of Application of Hydraulic Technique **MATH** the Wilaya of Constantine.

*Keywords*: Hill reservoir, spillway, flow, surface resources.

## **ملخص :**

إن الهدف من إنجاز الحاجز المائي عين ثابت في بلدية سريانة (ولاية باتنة), وهو جزء من التنمية الزراعية والنمو الاقتصادي لبلدنا. وذلك من أجل تعبئة الموارد السطحية لري الأراضي الزراعية. وهو عبارة عن حاجز من التربة الطينية المتجانسة مزود بجهاز لإلغاء الفيضانات على الضفة اليسرى للحاجز المائي بكمية يتدفق تقدر بحوالي  $52.37 \text{ متر مكعب}$  في ثانية, حيث بلغ حجم التخزين لهذا الحاجز  $64500 \text{ متر مكعب}$ .

يشتمل هذا العمل على دراسة تفصيلية لما قبل إنجاز جهاز إلغاء الفيضانات عين ثابت, حيث أن دراسة الجدوى للمشروع انجزت من قبل مكتب الهندسة الهيدروليكية وسائل تطبيق التقنيات **MATH**, مديرية الري لولاية قسنطينة.

*الكلمات المفتاحية* :الحاجز المائي , جهاز الغاء الفيضانات , التدفق , الموارد السطحية.