



## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option : conception des systèmes d'assainissement**

**THEME :**

**Etude d'aménagement d'oued Boudjema pour la protection  
contre les inondations de la ville de Annaba**

**Présenté par :**

**SAOULI AMAR**

**Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
AMMARI ABDELHADI	M.C.A	Président
BELLABAS SALIMA	M.C.B	Examinatrice
DAHMANE MOULOUD	M.C.B	Examineur
SALHI CHAHRAZED	M.C.B	Promotrice

**Session septembre 2024**

# Dédicaces

Je dédie ce petit travail de fin d'études avec des paroles sincères et une profonde reconnaissance.

À ma mère et à mon père, pour leur éducation avec tous les moyens et au prix de tous les sacrifices qu'ils ont faits pour moi, pour le sens du devoir qu'ils m'ont transmis depuis mon enfance. Que le Seigneur, le plus fort, les protège et leur accorde santé et longue vie.

A ma sœur oumaima et mes frères abderrahmane et islam pour leur encouragement et leur bonté qu'ils m'ont accordé, Je tiens à exprimer ma sincère gratitude et mon profond respect.

Je dédie ce travail à ma famille, mes amis et à tous ceux que j'aime, en exprimant mon amour profond. Je vous souhaite beaucoup de bonheur et de prospérité.

# Remerciement

Tout d'abord, nous voulons exprimer notre gratitude envers le bon Dieu pour m'avoir accordé la foi, la force et le courage nécessaires pour mener à bien ce travail dans des conditions optimales.

Au terme de ce modeste travail je tiens à remercier vivement tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à sa réalisation, espérons qu'il sera utile pour les étudiants à venir

Je tiens également à exprimer ma gratitude envers Mme Salhi chahrazed pour son aide précieuse, ses conseils tout au long de cette période et sa contribution considérable à ce travail.

Mes remerciements aussi à tous les professeurs de l'Ecole Nationale Supérieure d'Hydraulique

Je suis reconnaissant et respectueux envers les membres du jury qui auront l'honneur d'évaluer mon travail.

## ملخص

يتضمن هذا العمل دراسة لحماية مدينة عنابة من الفيضانات. ولهذا السبب لا بد من اقتراح تخطيط فعال للحد من الأضرار الناتجة عن الفيضانات.

في هذه الدراسة قد تم التطرق الى عدة محاور: الوصف التفصيلي للمنطقة لفهم توليد التدفقات وانتقالها إلى المصب، و تحليل الحد الأقصى لتساقط الأمطار اليومي، أيضا تحديد التدفقات على مدى 100 عام، تحليل الفيضانات باستخدام برنامج HEC-RAS. وتم إجراء النمذجة الهيدروليكية لجزء من مجرى واد بوجمعة لتحديد مناطق الفيضانات وايضا تم وصف خيارات التطوير المقترحة.

**الكلمات المفتاحية:** الفيضانات، عنابة، الحماية، واد بوجمعة، التدفق، HEC RAS

## Résumé

Les travaux incluent des recherches visant à prévenir les inondations dans la ville d'ANNABA. C'est pourquoi il faut proposer un aménagement efficace afin de réduire les dommages.

Plusieurs domaines ont été explorés dans ce contexte : étude approfondie du territoire afin de saisir la production des débits et leur émission vers l'exutoire, étude des précipitations maximales quotidiennes, évaluation des débits sur 100 ans, analyse des crues à l'aide du logiciel HEC-RAS. La modélisation hydraulique a été effectuée sur une partie de l'oued Boudjemaa afin de définir les zones inondables et d'expliquer les différentes possibilités de développement.

**Mots clés :** Inondations, crues, Annaba, protection, Oued Boudjemaa, Débit, HEC RAS.

## Abstract

Research is being done to prevent floods in the town of Annaba. It is therefore essential to suggest a workable plan in order to minimize the damage.

A number of profiles were examined in this context, including a thorough description of the area to comprehend the creation of flows and their transfer to the outlet, an analysis of the highest daily precipitation, the determination of flows over a 100-year return period, and a flood analysis using the HEC-RAS program. The proposed development choices and the flood zones were described by means of hydraulic modeling of the river stream

**Keywords:** Annaba; Design flow; flood risk maps; Flood; Protection.

# Sommaire

ملخص.....	
Sommaire.....	
Liste des figures.....	
Liste des tableau.....	
Liste des planches.....	
Introduction générale.....	2

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

Introduction .....	4
I.1 Position géographique du site .....	4
I.1.1 Localisation de la zone d'étude.....	5
I.2 Situation démographique.....	5
I.3 Situation climatique.....	6
I.3.2 Pluviomètre.....	6
I.3.3 La température.....	7
I.3.4 Le vent.....	7
I.4 Situation géologique.....	8
I.3.1 Sismicité .....	8
Conclusion .....	10

## Chapitre II : Etude hydrologique

Introduction.....	12
II.1 bassins versant.....	12
II.2 Les paramètres morphométriques du bassin versant.....	12
II.2.1 Caractéristiques de forme.....	13
II.2.2 Relief.....	15
II.2.3 Altitudes caractéristiques.....	18

II.2.4 Indice de pente global Ig.....	19
II.2.5 Pente Moyenne De Bassin versant (Im).....	20
II.2.6 Le réseau hydrographique.....	21
II.2.7 Longueur du cours d'eau principale.....	22
II.2.8 Longueur du cours d'eau principale.....	22
II.2.9 Densité de drainag.....	23
II.2.10 La pente moyenne d'un cours d'eau.....	23
II.2.11 vitesse moyenne de l'écoulement.....	25
II.3 Analyse des données pluviométriques et calcul des différents paramètres de la série.....	25
II.3.1 Analyse des données statistiques :.....	26
II.3.2 Les précipitations maximales journalières .....	27
II.3.3 Ajustement des séries pluviométrique.....	28
II.3.4 Choix de la loi d'ajustement.....	28
II.3.4.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel.....	28
II.3.4.2 Ajustement de la série pluviométrique à Loi de Galton.....	30
II.3.4.2 Ajustement de la série pluviométrique à Loi de GEV.....	30
II.3.5 Test de validité d'un ajustement.....	32
II.3.6 Pluie de courte durée.....	33
II.4 Etudes des crues.....	35
II.4.1 Formule de TURAZZA.....	38
II.4.2 Formule de GIANDOTTI .....	38
II.4.3 Formule de SOKOLOVOSKY .....	39
II.4.4 Construction des hydrogrammes des crues (SOKOLOVSKY).....	38
Conclusion : .....	42

### **Chapitre III : Diagnostic et modélisation du cours d'eau non aménagé**

Introduction.....	42
III.1 Généralisation sur l'hydraulique fluviale.....	42
III.1.1 Les canaux .....	42
III.1.2 Géométrie des canaux .....	43
III.1.3 Les écoulements dans les canaux.....	44
III.1.3.1 Type des écoulements .....	44
III.1.3.2 Régime d'écoulement .....	45
III.2 Modélisation hydraulique.....	46
III.2.1 Les équations mises en jeu.....	46
III.2.2 Etapes de simulation HEC-RAS.....	46
III.2.3 Modélisation de la rivière (données géométriques).....	47
III.2.4 Simulation .....	48
III.2.4.1 Le choix de coefficient de frottement ( coefficient de Manning).....	49
III.2.4.2 Résultat de la simulation.....	50
Conclusion.....	55

#### **Chapitre IV : Calculs hydrauliques**

Introduction.....	57
IV.1 L'objectif d'aménagement.....	58
IV.2 Le Principe d'aménagement .....	58
IV.3 Laminage des crues.....	58
IV.3 Laminage des crues.....	58
IV.4 Proposition des variants d'aménagement:.....	59
IV.4.1 Etude des variant.....	59
IV.4.1.1 Variant 1.....	59
IV.4.1.1 Variant 2.....	61
IV.5 Simulation de l'écoulement de l'oued après l'aménagement.....	62

IV.5.1 variante 1.....	62
IV.5.2 Variant 2.....	64
IV.6 Estimation financière : Le coût du projet est calculé en fonction des tâches spécifiques à chaque variante : .....	65
IV.7 Choix de la variant .....	66
Conclusion.....	67

## **Chapitre V : Management de projet**

Intoduction.....	69
V.1 Évaluation des différents volumes .....	70
V.1.1 Volume de la couche de terre végétale .....	70
V.1.2 Volume des déblais des tranchées.....	70
V.1.3 Volume du lit de propreté.....	69
V.1.4 Volume du gabion.....	69
V.2 Devis quantitatif et estimatif des travaux.....	70
V.3 Planification.....	70
V.3.1 Définition.....	70
V.3.2 Technique de planification.....	71
V.3.3 Méthodes utilisant les réseaux.....	71
V.3.4Méthodes utilisant le graphique.....	72
V.3.5 Choix de la méthode de calcul.....	72
V.3.6 Les paramètres de la méthode CPM.....	72
V.3.7 Le chemin critique.....	73
V.3.8 Elaboration du réseau selon la méthode C.P.M.....	73
Conclusion.....	75
Conclusion générale.....	77
Bibliographie.....	78



## Liste des figures

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

Figure I.1 Figure Carte de situation géographique de la plaine de ANNABA .....	4
Figure I. 2 Figure Image satellitaire de Google Earth de notre la zone d'étude .Situation.....	5
Figure I. 3 carte géologique de la région d'étude .....	8
Figure I.4: Carte de zonage sismique du territoire national .....	9

### Chapitre II : Etude hydrologique

Figure .II 1 bassin versant de Oued Boudjema BV .....	13
FIGURE .II 2 Image satellite de bassin versant.....	13
Figure .II 4 Carte d'altitudes. ....	17
Figure.II 5 Courbe hypsométrique de bv 1 .....	18
Figure .II 6 Courbe hypsométrique de BV2.....	18
Figure.II 7 Les différentes altitudes caractéristiques des bassins.....	20
Figure .II 8 Classification du relief (O.R.S.T.O.M). ....	21
Figure.II 9 Pente moyenne de chaque bassin .....	21
Figure.II 10 Réseau hydrographique du bassins versants .....	22
Figure.II 11 Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gumble .....	29
Figure.II 12 Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Galton .....	31
Figure.II 13 Représentation graphique de l'ajustement à la loi de GEV .....	32
Figure.II 14 Courbes des pluies -durées-fréquences .....	37
Figure.II 15 Hydrogramme De Crue D'oued Boudjema Jusqu'à L'embouchure A La Mer .	41
Figure.II 16 Hydrogramme De Crue D'oued Boudjema Jusqu'à La Confluence Avec Oued Kef Ensour.....	41

### Chapitre III : Diagnostic et modélisation du cours d'eau non aménagé

Figure .III 1 Écoulement à surface libre.....	44
Figure III. 2. Type des canaux.....	45
Figure.III 3 Éléments géométriques de la section. ....	45
Figure .III 4 Schéma des écoulements permanents et non permanents.....	47

Figure.III 5 Introduction du fichier terrain dans RAS Mapper. ....	49
Figure.III 6 Définition du tracé de l'oued et des sections en travers de l'oued.....	49
Figure.III 7 Introduction du débit correspondant à 100 ans .....	50
Figure.III 8 Fenêtre Steady Flow Analysis .....	50
Figure.III 9 Vue en Plan en 3D de l'Oued Mebouadja, après la simulation.....	52
Figure.III 10 détermination des limites de la zone inondable de oued boujemaa.....	52
Figure.III 11 Section en travers S1et S2 d'Oued boudjemaa ( Section 1 ) .....	53
Figure.III 12 Section en travers S1et S2 d'Oued boudjemaa ( Section 1 ) .....	53

#### **Chapitre IV : Aménagement hydraulique**

Figure.IV 1 le volume à stocker dans le bassin.....	60
Figure.IV 2 des Caractéristiques géométrique et hydraulique de différent forme des canaux..	61
Figure.IV 3 Section aménagée tronçon 1 .....	64
Figure.IV 4 Section aménagée du tronçon 2 .....	63
Figure.IV 5 coupe transversale du l'aménagement en gabion .....	62
Figure. IV 6 Section aménagée tronçon 1.....	62
Figure.IV 7 Section aménagée tronçon 2 .....	65

#### **Chapitre V : Management de projet**

Figure .V 1 Réseau à nœud du projet d'aménagement .....	76
Figure.V 2 Diagramme de Gantt .....	76

## Liste des tableaux

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

Tableau I. 1 Estimation de la population.....	6
Tableau I. 2 Pluviométrie moyenne mensuelle à la station de PONT BOUCHET Période (1984-2019) .....	6
Tableau I. 3 Températures moyennes mensuelles (C°) à la station les Saline.....	7

### Chapitre II : Etude hydrologique

Tableau .II 1 indice de compacité de chaque bassin versant.....	15
Tableau .II 2 Coefficient d'allongement de chaque BV.....	15
Tableau.II 3 les paramètres morphométriques des bassins versants .....	16
Tableau.II 4 Figure.II 3 Surface partielles des bassins par tranche d'altitudes.....	17
Tableau.II 5 Les longueurs des cours d'eau principal des deux bassins .....	23
Tableau.II 6 Densité de drainage de chaque bassin .....	23
Tableau.II 7 La pente moyenne des cours d'eau.....	24
Tableau.II 8 Temps de concentration .....	24
Tableau .II 9 Vitesse moyenne de l'écoulement .....	25
Tableau .II 10 Le réseau hydrographique.....	25
Tableau.II 11 Précipitations maximale journalière .....	27
Tableau .II 12 Paramètres statistiques de la série.....	28
Tableau .II 13 Résultats d'ajustement à la loi de Gumbel .....	29
Tableau.II 14 le graphique de l'ajustement à la loi de Gumbel .....	30
Tableau.II 15 résultats du test d'adéquation de Khi <sup>2</sup> .....	30
Tableau .II 16 Les paramètres de la loi de Galton.....	31
Tableau .II 17 résultats du test d'adéquation de Khi <sup>2</sup> .....	32
Tableau.II 14 le graphique de l'ajustement à la loi de GEV.....	33
Tableau.II 15 résultats du test d'adéquation de Khi <sup>2</sup> .....	33
Tableau.II 18 Comparaison des trois lois .....	34

Tableau .II 19 Pluies et intensités de courtes durées pour des différentes périodes de retour.	36
Tableau.II 20 Débits de crue du BV par les trois méthodes (m <sup>3</sup> /s) .....	40
Tableau.II 21 Débits de crue du SBV 1 par les trois méthodes (m <sup>3</sup> /s) .....	40

### **Chapitre III : Diagnostic et modélisation du cours d'eau non aménagé**

Tableau .III 1 les coefficients de Strickler pour divers types de canaux.....	51
Tableau.III 2 récapitulatifs de l'ensemble des paramètres hydrauliques pour un barrage ou autre ouvrage, pour une surface de stockage, pour chaque station (profil en travers), ou pour l'ensemble des stations à la fois.....	54

### **Chapitre IV :Aménagement hydraulique**

Tableau.IV 1 dimension d'une canal béton.....	59
Tableau.IV 2 les caractéristiques géométriques de la section gabionnée.....	60
Tableau.IV 3 Dimensions du canal en gabions.....	60
Tableau IV.4 des paramètres hydrauliques après simulation du canal en béton.....	62
Tableau IV.5 paramètres hydrauliques après simulation du canal en gabion.....	62
Tableau.IV 6 les devis quantitatif et estimatif de la réalisation de la variante 1.....	64
Tableau.IV 7 les devis quantitatif et estimatif de la réalisation de la variante 2.....	64

### **Chapitre V : Management de projet**

Tableau.V 2 Le devis des différents travaux .....	72
Tableau V. 2 Temps de réalisation de chaque tâche.....	73

**Liste des planches :**

**Planche N°1 :** Plan de masse de la zone d'étude

**Planche N°2 :** Plan de situation de la zone inondable

**Planche N°3 :** Le profil en long de l'oued.

**Planche N°4:** Coupes Types Des Aménagements.

***Introduction***

***Générale***

# Introduction Générale

---

## Introduction générale

L'inondation se produit lorsque le cours d'eau déborde de son lit habituel, ce qui entraîne la submersion d'espaces normalement exondés. Il est également applicable au comblement d'une cuvette topographique par les eaux de ruissellement local. Il est donc question d'inondation pluviale. Ces phénomènes se caractérisent par leur rapidité, leur quantité d'eau écoulée et leur niveau d'eau.

Dans ce mémoire, nous allons mettre en place des mesures pour prévenir ce phénomène pour la ville Annaba, traversée par Oued Boudjema, qui est responsable d'inondations fréquentes causées par des précipitations abondantes. Dans cette optique, il est nécessaire de mener une étude complète pour résoudre toute contrainte pouvant présenter un danger pour cette zone.

L'objectif de notre travail est d'analyser l'inondation de la ville de Annaba et de prendre en compte les mesures de protection contre ce phénomène en utilisant un aménagement hydraulique de protection. Nous allons évaluer les dimensions de cet aménagement en fonction des données de base et de l'étude hydrologique à effectuer.

Comme méthodologie de travail, on a effectué en première étape une présentation détaillée de la zone d'étude, puis on entamera une étude hydrologique qui sert à prévoir les débits des crues d'Oued Boudjema correspondants aux différentes périodes de retours. Cette étude est basée sur une analyse statistique fréquentielle des données pluviométriques disponibles. Ensuite, en deuxième étape, on a fait une étude hydraulique qui consiste à avoir les hauteurs des tirants d'eaux correspondantes aux débits prévus précédemment. Pour cela, les résultats issus de l'étude hydrologique ont été réunis avec la géométrie et la pente d'Oued Boudjema pour être utilisés comme données d'entrée dans le modèle hydraulique HEC-RAS afin d'avoir en sortie les hauteurs d'eaux correspondantes et par suite présenter les résultats de la modélisation hydraulique (1D). Dès lors, nous pourrions proposer des solutions sous forme de différentes variantes et choisir parmi elles la plus adaptée. Enfin, nous réaliserons une étude organisationnelle sur site visant à gérer le bon déroulement du projet et à comprendre le coût et les délais pour réaliser le développement.

***Chapitre I***  
***Description de la***  
***zone d'étude***



# Chapitre I : Description de la zone d'étude

## I.1.1 Localisation de la zone d'étude

La zone d'étude appartient le bassin versant d'oued Boudjemaa, ce bassin versant forme la terminaison Est du massif de l'Edough et les limité par la ligne des crêtes de Bouzizi, Seraidi Col des chacals au nord et au nord-ouest, de Bellileita au sud et au sud-ouest et de Bouhamra à l'est. Il forme actuellement un réseau hydrographique indépendant après la déviation de l'embouchure de l'oued Seybouse en 1970 dont il faisait partie.



Figure I. 2 Image satellitaire de Google Earth de notre la zone d'étude.

## I.2 Situation démographique

La population de la ville d'Annaba est répartie sur le territoire communal de manière irrégulière, la majeure partie de la population se concentre au chef-lieu dans une proportion de 60 % qui reflète également l'indice d'urbanisation. Selon les statistiques de 2008, la population est de l'ordre de 257 359 habitants. On peut estimer le nombre d'habitants pour des horizons futurs, en utilisant la loi des accroissements géométriques donnée par la relation suivante :

$$P_t = P_0 (1 + T)^N \quad (I.1)$$

Avec :

$P_t$  : le Nombre d'habitants à l'horizon futur.

$P_0$  : le Nombre d'habitants à l'année de base 2008

$T$  : le taux d'accroissement égale à 1.71%

# Chapitre I : Description de la zone d'étude

---

N : l'écart d'années entre les deux horizons

D'où on aura les résultats suivants :

**Tableau I. 1** Estimation de la population

Horizon	2008	2024	2054
Population(habitant)	257 359	337 035	558 860

## I.3 Situation climatique

### I.3.1 Le climat

Le climat de la zone d'étude est méditerranéen, avec un hiver doux et humide et un été chaud et sec.

A Les précipitations à Annaba sont plus élevées pendant l'hiver qu'en été. La pluviométrie annuelle moyenne oscille entre 400 mm et 900 mm.

La température moyenne annuelle en général est de 14 C°. Il y fait froid l'hiver jusqu'à 8 C° enregistrés et très chaud l'été avec une moyenne de chaleurs allant jusqu'à 30 C°

L'évaporation est assez importante et dépasse en moyenne les 1400 mm par an au niveau de lac Fetzzara.

### I.3.2 La Pluviomètre

Les données concernant les précipitations sont plus ou moins régulières, assez exhaustives et étendues sur une période d'observation relativement longue (de 1984 à 2019).

Selon la série d'observations de la station pluviométrique de Pont Bouche code 14 -06 - 31, la répartition de la pluie moyenne interannuelle est la suivante :

**Tableau I. 3 Pluviométrie moyenne mensuelle à la station de PONT BOUCHET Période (1984-2019).**

Mois	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUN	JUL	AOU
Moy (mm)	37,96	59,00	89,41	105,22	91,01	77,54	64,96	49,43	34,10	11,66	2,22	11,98

Source (ANRH ANNABA)

# Chapitre I : Description de la zone d'étude

---

Selon le tableau I.2, la plus grande valeur de précipitation moyenne mensuelle, correspond au mois de Décembre (105.22 mm), par contre la plus faible valeur correspond au mois de juillet avec 2.22 mm.

### I.3.3 La température

La température a un rôle déterminant dans l'étude climatologique

Les valeurs de la température sont consignées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau I. 4**

**Températures moyennes mensuelles en (°C) De station des Saline, Pont Bouchet (1984-2019).**

mois	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUN	JUL	AOU
<b>Tmin °C</b>	8.2	8.3	9.6	10.9	14.1	17.7	20.6	21.2	20	16.2	12.4	9.4
<b>Tmax °C</b>	15.6	16.2	18.6	20.4	23.3	26.8	29.8	30.3	28.4	25	20.8	17.2
<b>Tmoy °C</b>	11.9	12.2	14.1	15.6	18.7	22.2	25.2	25.7	24.2	20.6	16.6	13.3

Source : station de Pont Bouchet

le tableau des températures moyennes mensuelles, montrent que :

Le mois de Janvier est le plus froid de l'année (8.2C°), alors que le mois d'Août est le plus chaud avec une moyenne de (30.3C°).

La température augmente d'une allure régulière jusqu'à le mois d'aout qui présente le mois le plus chaud, on peut distinguer deux périodes ; une période chaude qui s'étale du mois de juin jusqu'à le mois de septembre, et une autre période plus longue s'étale du mois de juin jusqu'à le mois de septembre, et une autre période plus longue s'étale du mois de novembre au mois du Avril

On peut considérer les mois de mai et octobre comme des mois confortables

### I.3.4 Le vent

Les principales orientations sont Nord à Nord-Est, Sud-Ouest à Nord. Les vents les plus intenses apparaissent pendant l'hiver et les plus faibles pendant l'été, avec quelques épisodes de SIROCCO qui entraînent une augmentation de la température. Les vitesses moyennes mensuelles des vents fluctuent entre 2,50 m/s et 3.05 m/s, avec une moyenne annuelle de 2,75 m/s.

# Chapitre I : Description de la zone d'étude

## I.4 Situation géologique

La zone du projet est constituée d'alluvions à l'ouest, en direction de la côte de Skikda, et à l'est, en direction de la région côtière alluviale de la pleine d'Annaba. Les montagnes du nord de la zone sont constituées de roches éruptives et métamorphiques de trias. Il s'agit de schistes cristallins et de granites.

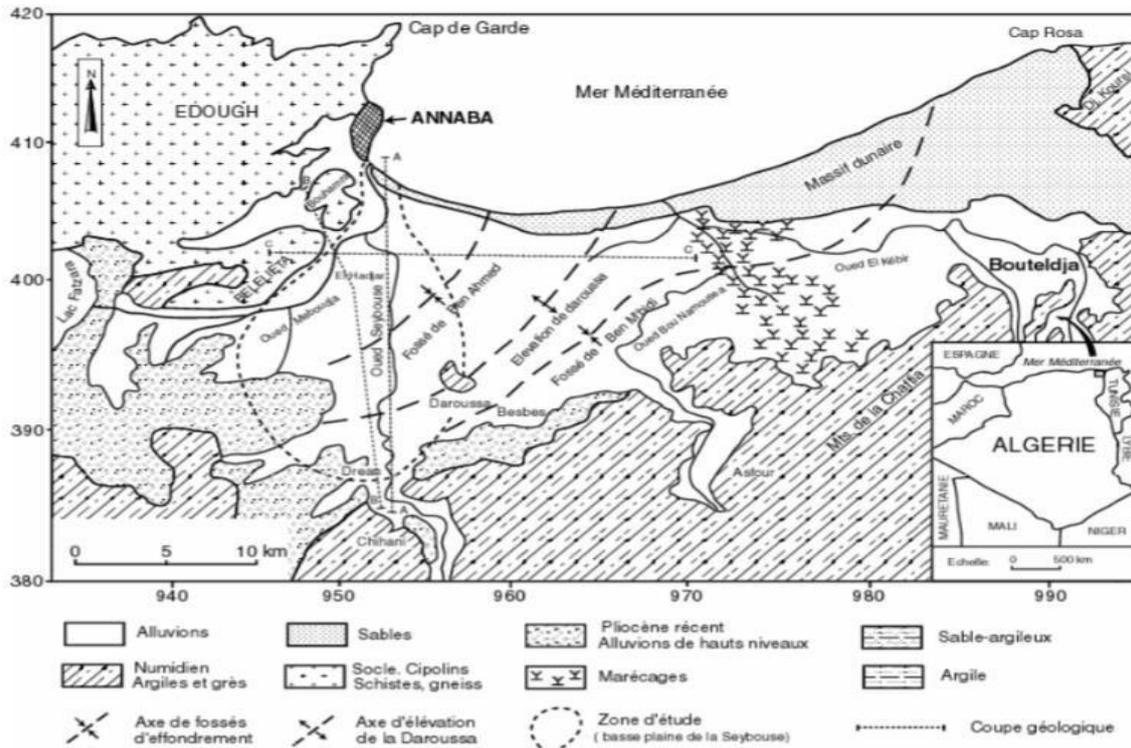


Figure I. 3 carte géologique de la région d'étude

Source ANRH ANNABA

### I.4.1 Sismicité :

Les séismes ou tremblements de terre sont des secousses qui affectent l'écorce terrestre leur intensité est très variable.

Certains séismes sont des frémissements que seuls les appareils spéciaux appelés sismographes, peuvent les mettre en évidence. Les effets géologiques des séismes :

- Les grands séismes provoquent à la surface du sol
- L'ouverture de nombreuses fissures ;



# Chapitre I : Description de la zone d'étude

---

## Conclusion

La présentation fiable de la zone d'étude revêt une grande importance, étant donné le nombre d'informations qu'elle nous fournit. Cela nous permet d'évaluer de manière précise les risques potentiels causés par un phénomène naturel tel que les crues. Nous avons établi les informations requises sur notre région en ce qui concerne le climat, la géologie, la démographie et la situation hydrographique dans cette section. Nous utiliserons ces informations pour commencer notre étude d'aménagement dans les chapitres qui suivent.

***Chapitre II***  
***Etude hydrologique***

# Chapitre II : Etude hydrologique

---

## Introduction

L'hydrologie est une branche de la science qui concerne l'étude des eaux terrestres, leur origine, leur mouvement et leur répartition sur la planète, ainsi que les propriétés physiques et chimiques de ces eaux, leurs interactions avec l'environnement et leur potentiel de croissance.

L'étude hydrologique a pour but de calculer, d'évaluer ou d'estimer avec le plus grand degré de précision les paramètres hydrologiques qui servent à déterminer le volume d'eau qui sera expulsé lors des crues.

## II.1 Bassin versant

### II.1.1 Définition d'un bassin versant

Il s'agit d'un espace géographique où les précipitations sont les seuls apporteurs d'eau naturelle et où les excès d'eau ou de matières solides transportés par l'eau forment, à un seul point de l'espace, une embouchure ou un exutoire.

Dans notre étude, on a 2 bassins. Le bassin total pour étudier la partie de la confluence d'oued boudjemaâ jusqu'à l'embouchement de la mer ont appelé BV1. Le deuxième bassin qu'est le sous bassin SBV1 pour l'étude de l'oued jusqu'à la confluence avec oued kef ensour (figure II.2).

## II.2 Les paramètres morphométriques du bassin versant

Différentes analyses morphométriques permettent d'expliquer les caractéristiques physiques du bassin versant, qui sont utiles dans les domaines de l'aménagement du territoire, de la conservation des sols, de l'élévation du terrain et de l'érosion des sols

## Chapitre II : Etude hydrologique

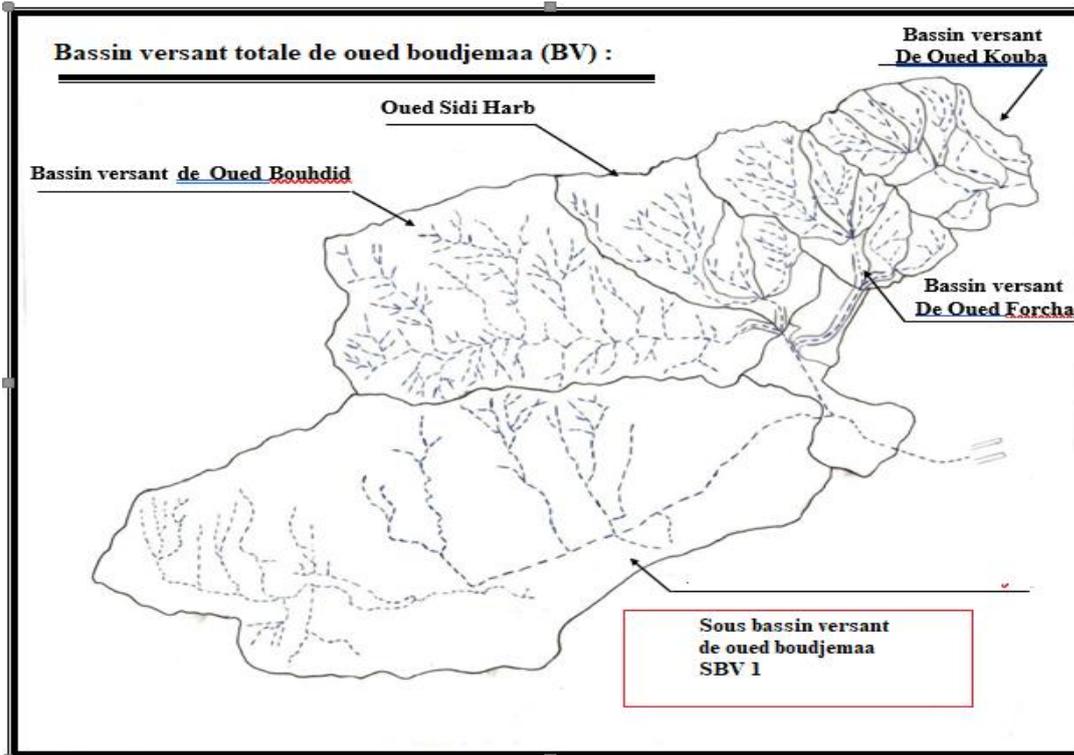


Figure .II 1 bassin versant de Oued Boudjema BV

Ici l'image satellite de délimitation de bassin versant totale de BV :

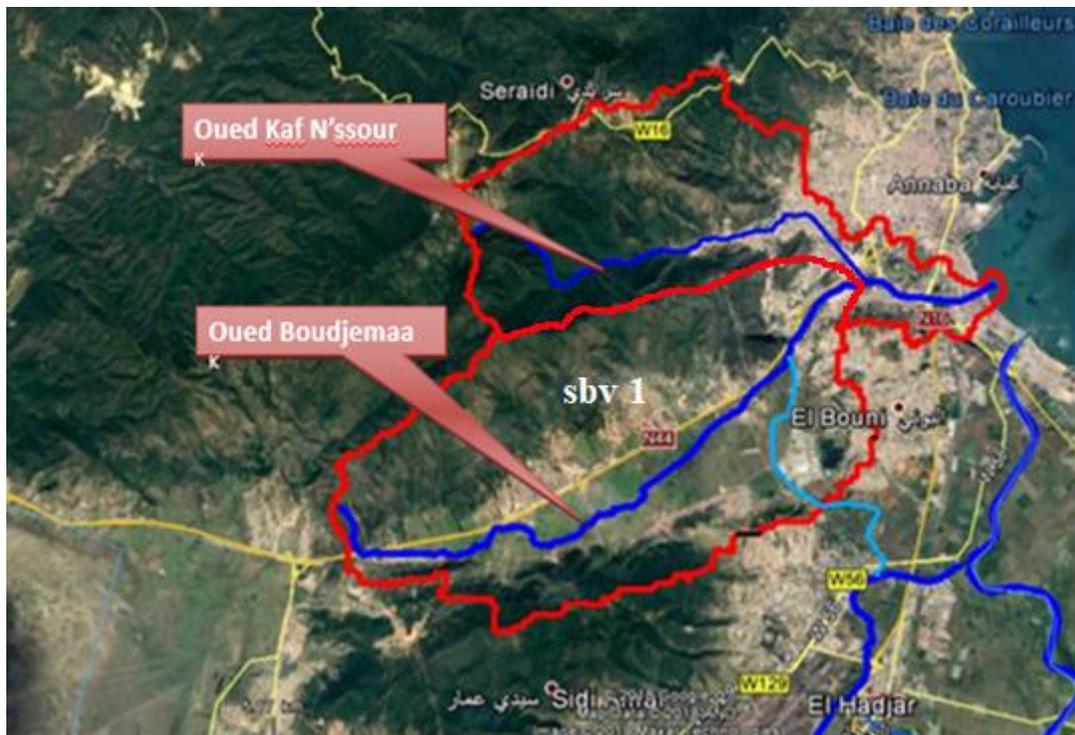


Figure II.2 Image satellite de bassin versant BV

## Chapitre II : Etude hydrologique

---

### A. Superficie (S)

La surface topographique joue un rôle crucial en régulant l'intensité de divers phénomènes hydrologiques tels que les apports, les volumes de précipitations ou les infiltrations représenté en « Km<sup>2</sup> ». La superficie totale de notre bassin est : **BV= 87.03 km<sup>2</sup>    SBV1= 52.32 km<sup>2</sup>**

### B. Périmètre (P)

Le périmètre est déterminé par la ligne des crêtes qui forment le contour du bassin versant, et il a également été déterminé par le logiciel mentionné précédemment. Le territoire d'un bassin versant est représenté en « Km ». Le périmètre total de notre bassin est :

$$\mathbf{BV= 62.8 \text{ km} \quad \mathbf{SBV1= 41.73 \text{ km}}$$

### Caractéristiques de forme

L'écoulement global est fortement influencé par la forme du bassin versant, en particulier par le temps de réponse du bassin versant.

Il n'y aura pas de réaction similaire entre un bassin versant allongé et un bassin ramassé, même s'ils sont placés dans les mêmes conditions météorologiques. Différents indices morphologiques permettent de définir l'environnement. De plus, il est important de comparer les bassins versants entre eux.

### A. L'indice de compacité de Gravelius « $K_C$ »

Selon l'indice de compacité «  $K_C$  », l'écoulement global est défini en fonction de la forme du bassin versant. On le calcule en utilisant la formule suivante :

$$K_c = \frac{P}{2\sqrt{\pi \cdot S}} \approx 0,28 \cdot \frac{P}{\sqrt{S}} \quad \text{(II.1)}$$

P : Le périmètre du bassin versant en (km).

S : Le surface du bassin versant en (Km<sup>2</sup>).

Si  $K_C = 1$  => bassin ramassé.

Si  $K_C > 1$  => bassin allongé.

## Chapitre II : Etude hydrologique

Pour notre cas :

**Tableau .II 1 indice de compacité de chaque bassin versant**

BV	Kc		forme du BV
<b>BV COMPLET</b>	1,88	K <sub>C</sub> > 1	Allongée
<b>SBV OUED BOUDJEMAA JUSQU'À LA CONFLUENCE</b>	1,62	K <sub>C</sub> > 1	Allongée

### B. Coefficient d'allongement :

Le coefficient d'allongement est déterminé par la formule suivante :

$$\text{A.N : } K_p = \frac{P^2}{S} \quad (\text{II.2})$$

**Tableau .II 2 Coefficient d'allongement de chaque bassin versant**

Bassins versants	K <sub>p</sub>
<b>BV</b>	45.315
<b>SBV1</b>	33.283

### C. Rectangle équivalent

Cet indicateur facilite la comparaison des bassins entre eux en ce qui concerne l'impact de leurs caractéristiques sur l'écoulement. On supposera que l'écoulement sur un bassin versant donner est approximativement identique, à des conditions climatiques équivalentes, que sur un rectangle de même surface, avec le même coefficient K<sub>c</sub> et la même répartition hypsométrique. En tenant compte de la répartition des sols et de la végétation, ainsi que de la répartition des drains, dans les différentes zones entre les courbes de niveau.

La longueur « L » et la largeur « l » du rectangle équivalent sont définies respectivement par les formules suivantes :

- La longueur du rectangle équivalent :

$$L = \frac{K_c \cdot \sqrt{S}}{1,128} \left( 1 + \sqrt{1 - \left( \frac{1,128}{K_c} \right)^2} \right) \quad (\text{II.3})$$

- La largeur du rectangle équivalent :

## Chapitre II : Etude hydrologique

$$l = \frac{Kc \cdot \sqrt{S}}{1,128} \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{1,128}{Kc} \right)^2} \right) \quad (\text{II.4})$$

Le tableau suivant englobe les paramètres morphométriques du bassin versant calculés précédemment :

**Tableau.II 3 les paramètres morphométriques des bassins versants**

Bassins versants	Surface (km <sup>2</sup> )	Périmètre (km)	Kc	L (km)	l (km)
<b>BV</b>	87.03	62.8	1.88	28.6	3.04
<b>SBV1</b>	52.32	41.73	1,62	18.14	2.88

### D. Relief

Le relief joue un rôle important dans l'écoulement, car de nombreux paramètres hydrométéorologiques sont influencés par l'altitude (précipitations, températures... etc.) et la morphologie du bassin. La vitesse d'écoulement est également influencée par la pente. Les indices ou les caractéristiques suivantes permettent également de déterminer le relief :

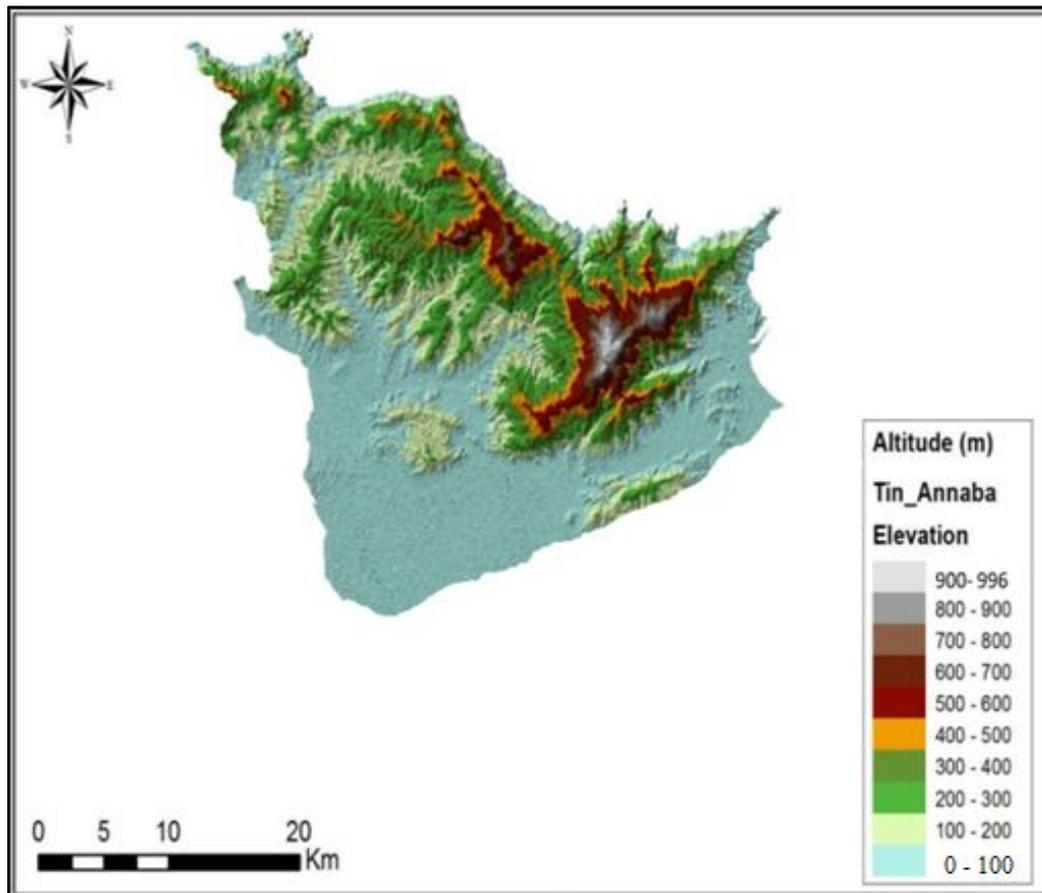
- La courbe hypsométrique.
- Les altitudes caractéristiques.
- L'indice de pente globale.
- L'indice de pente moyenne.

#### II.2.1 Courbe hypsométrique

La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude représentée en ordonnée. Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude.

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

## Chapitre II : Etude hydrologique



**Figure. II 3 Carte des altitudes**

Les résultats des surfaces partielles des bassins par tranche d'altitudes sont donnés par le tableau suivant :

**Tableau.II 4 Surface partielles des bassins par tranche d'altitudes**

N°	Côtes		Superficies	Taux	Superficie	Taux
	m	NGA	partielles km <sup>2</sup>	partiels %	cumulées Km2	cumulés %
<b>BV TOTALE</b>						
1	996	900	0.0435	0.48	0.0435	0.2
2	900	800	1.662	1.76	1.7055	1.96
3	800	700	1.862	2.44	3.5675	4.2
4	700	600	2.529	2.9	6.096	7.1
5	600	500	3.829	4.4	9.925	11.5
6	500	400	4.61	5.3	14.535	16.8
7	400	300	6.266	7.2	20.802	24
8	300	200	8.485	9.75	29.29	33.75
9	200	100	10.226	11.75	39.512	45.5
10	100	0	47.431	54.5	87.03	100

## Chapitre II : Etude hydrologique

SBV 1						
1	567	500	0,04	0,1	0,021	0,6%
2	400	300	0,363	10,9%	0,384	11,5%
3	250	200	0,497	14,9%	0,881	26,4%
4	200	100	0,619	18,6%	1,500	45,0%
5	100	0	0,579	17,4%	2,079	62,4%

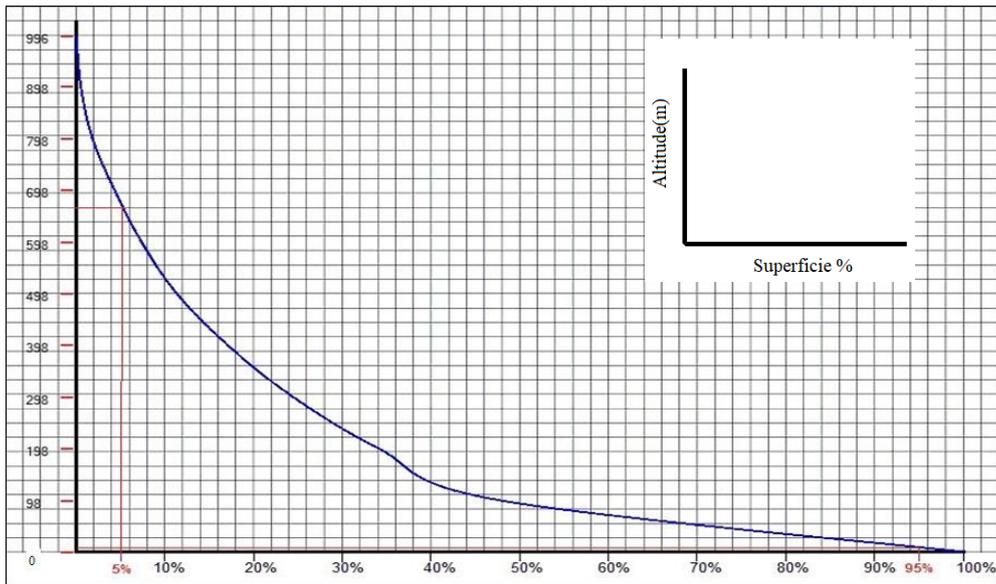


Figure. II 4 Courbe hypsométrique de BV

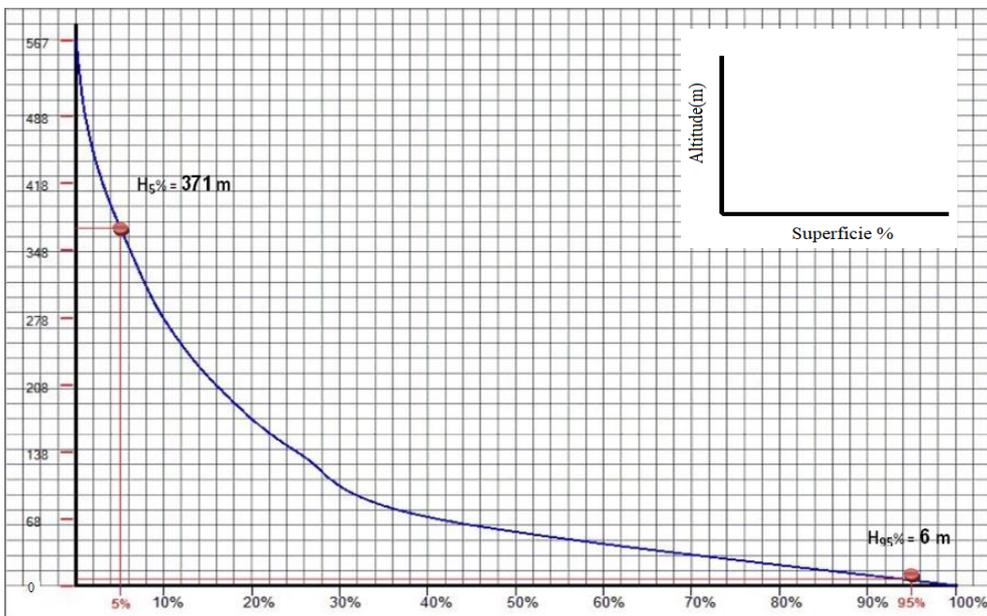


Figure .II 5 Courbe hypsométrique de SBV1

## Chapitre II : Etude hydrologique

---

### II.2.2 Altitudes caractéristiques

#### a) L'altitude minimale et maximale

Ces données proviennent directement des cartes topographiques. Le point le plus haut du bassin est l'altitude maximale et le point le plus bas, généralement à l'exutoire, est l'altitude minimale.

#### ➤ Bassin versant d'oued boujemaa jusqu'à l'embouchure a la mer BV :

$$H_{\max} = 996 \text{ m} , H_{\min} = 0 \text{ m}$$

#### ➤ Bassin versant de oued boudjemaa jusqu'à la confluence avec oued kef ensour SBV 1:

$$H_{\max} = 567 \text{ m} , H_{\min} = 0 \text{ m}$$

#### b) L'altitude moyenne du bassin versant

La moyenne d'altitude est peu fidèle à la réalité. Cependant, il arrive parfois qu'elle soit employée pour évaluer certains paramètres hydrométéorologiques ou pour mettre en place des modèles hydrologiques. Sa définition est la suivante :

$$H_{\text{moy}} = \sum \frac{S_i \cdot H_i}{S} \quad (\text{II.5})$$

Où :

**H<sub>moy</sub>** : L'altitude moyenne du bassin [m]

**S<sub>i</sub>** : L'Aire comprise entre deux courbes de niveau [km<sup>2</sup>]

**H<sub>i</sub>** : L'altitude moyenne entre deux courbes de niveau [m]

**S** : La superficie totale du bassin versant [km<sup>2</sup>]

A.N :

#### ➤ Bassin versant d'oued boujemaa jusqu'à l'embouchure a la mer BV :

$$H_{\text{moy}} = 196.28 \text{ m.}$$

## Chapitre II : Etude hydrologique

- **Bassin versant de oued boudjema** jusqu'à la confluence avec oued kef ensour  
**SBV 1:**  $H_{\text{moy}}=104.26\text{m}$ .

### c) L'altitude médiane

L'altitude médiane représente l'altitude mesurée au point d'abscisse qui représente 50% de la surface totale du bassin, sur le diagramme hypsométrique. Cette taille correspond à l'altitude moyenne si la courbe hypsométrique du bassin en question présente une pente régulière.

Selon la courbe hypsométrique, on obtient :

- **Bassin versant d'oued boujema** jusqu'à l'embouchure a la mer **BV** :  $H_{50\%}=68\text{ m}$ .
- **Bassin versant de oued boudjema** jusqu'à la confluence avec oued kef ensour  
**SBV 1** :  $H_{50\%}=68\text{ m}$ .

**Tableau.II 5 Les différentes altitudes caractéristiques des bassins**

Altitudes	H max	H min	H 5%	H 50%	H 95%	H moy
<b>BV</b>	996	0	670	68	5	196.28
<b>SBV 1</b>	670	0	371	62	6	104.26

### II.2.3 Indice de pente global $I_g$

C'est le rapport entre l'altitude de 5 % à 95 % de la surface du sous bassin et la longueur du rectangle correspondant. Sur l'axe des abscisses, on sélectionne deux points S1 et S2, avec 90% de la surface du sous-bassin comprise entre ces deux valeurs, et 5% de la surface totale du sous-bassin inférieure à S1 et supérieure à S2.

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \quad (\text{II.6})$$

$H_{5\%}$  et  $H_{95\%}$  sont lues à partir de la courbe hypsométrique

$L$  : le longueur du rectangle équivalent.

AN :

- **Bassin versant d'oued boujema** jusqu'à l'embouchure a la mer **BV** :

$$I_g = 0,023$$

## Chapitre II : Etude hydrologique

➤ *Bassin versant de oued boudjemaa jusqu'à la confluence avec oued kef ensour*

*SBV1 :  $I_g = 0,02$*

**Tableau.II 6 la Classification du relief (O.R.S.T.O.M).**

Relief très faible	$I_g \leq 0,002$
Relief faible	$0,002 < I_g \leq 0,005$
Relief assez faible	$0,005 < I_g \leq 0,01$
Relief modéré	$0,01 < I_g \leq 0,02$
Relief assez fort	$0,02 < I_g \leq 0,05$
Relief fort	$0,05 < I_g \leq 0,1$
Relief très fort	$0,1 \leq I_g$

Pour notre cas, BV :  $I_g = 0.023$  et SBV1 :  $I_g = 0.02$ ,

Donc d'après le tableau, notre relief est classé type fort

### II.2.4 Pente Moyenne De Bassin versant ( $I_m$ )

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

$$I_m = \frac{\Delta H \cdot (0,5l_1 + l_2 + l_3 + \dots + 0,5l_n)}{S} \quad (\text{II.7})$$

Où :

**$I_m$**  : pente moyenne [%].

**$l_i$**  : longueur totale de courbes de niveau [km].

**$\Delta H$** : équidistance entre deux courbes de niveau [Km].

**S** : surface du bassin versant [km<sup>2</sup>].

**Tableau.II 7 Pente moyenne de chaque bassin**

Bassins versants	$I_m$
BV	0.187
SBV1	0.193

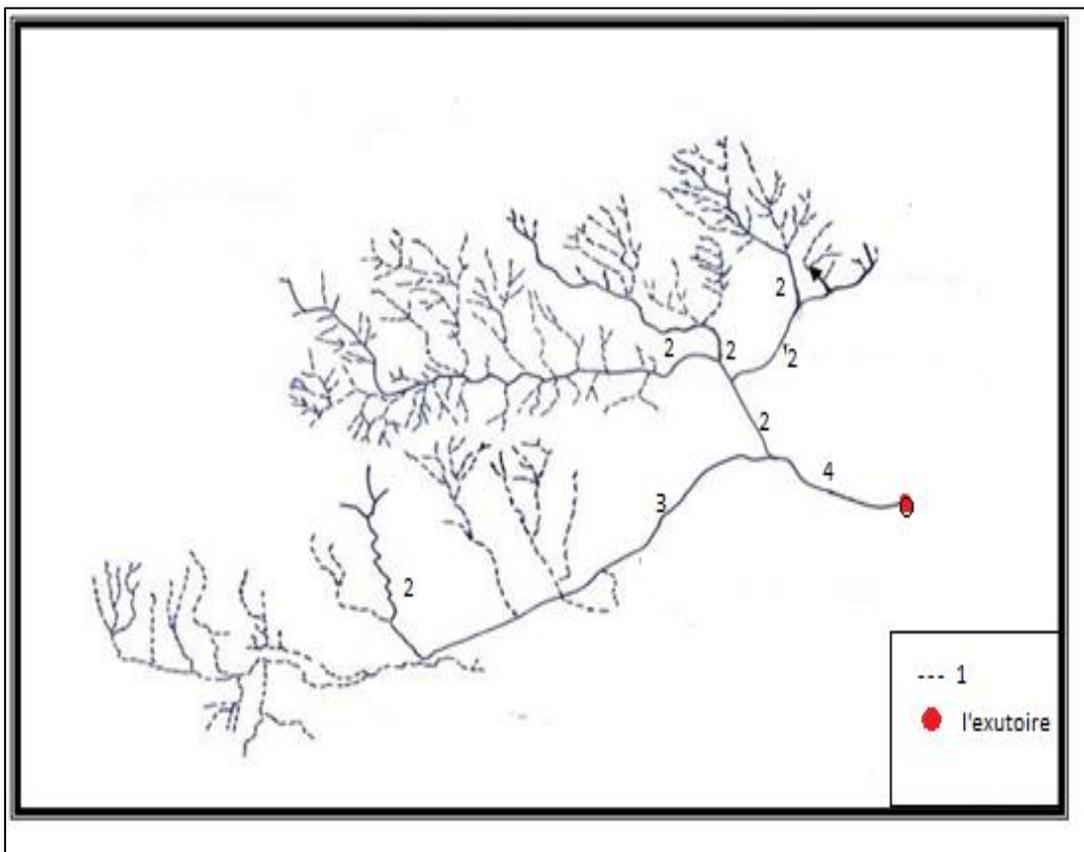
## Chapitre II : Etude hydrologique

### II.2.5 Le réseau hydrographique

Grâce à notre compréhension du réseau hydrographique, nous pouvons avoir une bonne compréhension du système de drainage des bassins versants et de leurs capacités de ruissellement.

De plus, cela facilite la mesure de certains paramètres associés au ruissellement, comme la densité de drainage.

Afin de déterminer ces paramètres, une classification et une numérotation des Talwegs ont été effectuées en utilisant la méthode de SCHUMM, la plus couramment employée pour les petits bassins versants.



**Figure.II 6 Réseau hydrographique du bassins versants**

### II.2.6 Longueur du cours d'eau principale

Le tableau ci-dessous résume les longueurs des cours d'eau principaux mesurés dans les deux bassins de la région d'étude :

## Chapitre II : Etude hydrologique

Tableau.II 8 Les longueurs des cours d'eau principal des deux bassins

bassin versant	surface (km <sup>2</sup> )	périmètre (km)	longueur principal (km)
BV	87.03	62.80	18.63
SBV 1	52.32	41.73	14.82

### II.2.6 Densité de drainage

Le rapport entre la longueur totale de tous les talwegs  $L_i$  du bassin et la surface totale  $S$  est connu comme la densité de drainage. La dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface sont représentés par elle .exprimer par  $\text{km}^{-1}$ .

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \quad (\text{II.8})$$

Tableau.II 9 Densité de drainage de chaque bassin

bassin versant	Densité de drainage (km/km <sup>2</sup> )
BV	4.870
SBV 1	4.153

### II.2.7 La pente moyenne d'un cours d'eau

Ce paramètre a pour but la détermination de vitesse d'écoulement jusqu'à arriver à l'exutoire du bassin, donc elle a une influence sur le temps de concentration et par conséquent, elle agit sur le débit maximal observé.

$$I = \frac{\Delta H_{\max}}{L} \quad (\text{II.9})$$

Où :

**I** : La pente moyenne du cours d'eau [m/m].

**$\Delta H_{\max}$**  : La dénivellation maximale de la rivière [m].

**L** : Le longueur du cours d'eau principal [km].

## Chapitre II : Etude hydrologique

A.N :

**Tableau.II 10 La pente moyenne des cours d'eau**

Bassin versants	I moy (m/m)
<b>BV</b>	0.007
<b>SBV 1</b>	0.006

### II.2.8 Temps de concentration

Le temps de concentration des eaux dans un bassin versant correspond au temps maximum nécessaire à la goutte d'eau la plus éloignée pour parcourir le trajet hydrologique entre un point du bassin versant et l'exutoire de ce dernier.

Afin de déterminer le temps de concentration, nous avons utilisé la formule empirique qui correspond le mieux à notre contexte en l'absence de formule précise pour la région.

**Tableau.II 11 Temps de concentration**

Auteur	Formule	Temps de concentration (heure)	
		BV	SBV1
<b>CALIFORNIA</b>	$0.1452 * \left(\frac{L}{\sqrt{I}}\right)^{0.77}$	4.95	3.92
<b>GIANDOTTI</b>	$\frac{4\sqrt{S} + 1.5L}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}}$	7.63	6.40
<b>PASSINI</b>	$0.108 * \frac{(S * L)^{1/3}}{I^{0.5}}$	5.31	4.13

Avec :

S : La surface du bassin versant (Km<sup>2</sup>).

L : Le longueur du talweg principale (Km).

H=H<sub>moy</sub> – H<sub>min</sub> (m)

H<sub>moy</sub> : L'altitude moyenne du bassin versant (m).

H<sub>min</sub> : L'altitude minimale du bassin versant (m).

I : Pente moyenne du talweg principal

## Chapitre II : Etude hydrologique

### ➤ Comparaison:

Pour notre bassin versant on a choisi la méthode qui donne la valeur plus proche a moyenne, même que la formule de GIANDOTTI elle est le plus utilisée dans nord Algeria.

$$BV=7.63 \text{ hrs} = 457.8 \text{ min}$$

$$SBV1=6.40\text{hrs} = 384 \text{ min}$$

### II.2.9 vitesse moyenne de l'écoulement

La vitesse est donnée par la formule suivante :

$$V_R = \frac{L}{T_c} \quad (\text{II.10})$$

AN :

Tableau .II 12 Vitesse moyenne de l'écoulement

bassin versant	Lp (km)	temps de concentration (h)	Vitesse de ruissellement (km/h)
BV	18.63	7.63	2.441
SBV 1	14.82	6.4	2.315

Tableau .II 13 Le réseau hydrographique

Caractéristiques	BV	SBV1
<b>1-Morphométrie</b>		
Surface (Km <sup>2</sup> )	87.03	52.32
Périmètre (Km)	62.80	41.73
Rectangle équivalent	Longueur Km	28.60
	Largeur Km	3.04
L'indice de compacité « Kc »	1.88	1.62
<b>2-Les reliefs</b>		
Les altitudes caractéristiques.		
Altitude maximale (m)	996	567
Altitude minimale (m)	0	0
Altitude moyenne (m)	196.287	104.26
Altitude médiane (m)	68	62
Altitude 5% (m)	670	371
Altitude 95% (m)	5	6
Indice de pente globale m/km	23	2.01

## Chapitre II : Etude hydrologique

3-Le réseau hydrographique		
Densité de drainage (km/km <sup>2</sup> )	4.87	4.153
Pente moyenne du cours d'eau m/m	0.007	0.006
Longueur du cours d'eau principal (km)	18.63	14.82
Temps de concentration (h)	7.63	6.4

### II.3 Analyse des données pluviométriques et calcul des différents paramètres de la série :

#### II.3.1 Analyse des données statistiques :

Les précipitations jouent un rôle crucial dans le bilan hydrologique. Elles sont mesurées à l'aide de plusieurs stations pluviométriques réparties à travers le pays afin d'obtenir des informations précises sur ces paramètres.

Nous donnons les valeurs brutes de la série pluviométrique à partir du tableau ci-dessous

**Tableau II.14** :La pluviométrie moyenne mensuelle

années	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout
1984	31,3	234,3	45,1	232,3	79,4	34,6	155,4	43,6	44,1	0	0	0
1985	37	19	30,7	50,1	97,8	59,3	81,2	36,1	3,6	16,8	0,4	1,7
1986	13,1	66,1	99,8	148,4	97,7	117,6	86,9	37	61,2	0,5	6,6	2,5
1987	22,2	34,5	60,9	10,2	67,9	57,7	36,4	15,8	29,5	30,3	0,7	0
1988	82,5	2,6	54,8	106,4	28,4	57,23	24,2	78,1	25,6	10,4	1,7	16,1
1989	19,1	68,4	61,3	100,5	146,1	1,9	22,7	27,1	25,9	12,5	0	4
1990	3	28	116,3	175,4	75,5	66,8	109,6	26,5	7	40,7	0	4,8
1991	44,9	91,8	46,2	20	67,8	101,2	54,1	88,9	79,1	17,1	11,6	0,2
1992	5,6	25,6	169,5	155,5	57,3	38,6	58,2	58,2	58,2	3,9	0	1,5
1993	27,8	54,2	11,2	113,8	86	98,8	5,8	64,7	20,5	6	0	0
1994	26,8	42,8	17,3	114,8	150,2	17,7	80,5	22,2	8,2	29,4	0	21,8
1995	61,4	14,3	47,7	77,7	74,8	221,2	58,9	87,6	58,1	13,3	2,3	9,5
1996	24	40,4	45,4	69,5	74,8	23,5	30,3	33,7	6,9	31,9	0	9,1
1997	47,8	78,8	163	128,8	85,3	55,4	25,6	63,5	56,6	0	0	43,8
1998	63,5	45,7	194	49,7	136,4	61,5	36,1	41,8	42,5	4,5	9,3	2,3
1999	13,5	22,3	95,1	119,2	33,2	25,1	17,8	18,4	112,7	5,6	0	7,7
2000	24,9	79,4	40,5	108,4	108	68,3	14,3	46,9	23,1	0	3,2	4,4
2001	42,2	3,8	62,1	70,6	25,4	35,4	27,4	55,2	20	0	14,2	55,2
2002	18,8	84,8	242,4	141,5	196,5	88,3	32,5	109,3	19,1	0	0	0,4
2003	49,7	27,3	21,4	165,3	101,4	18,2	65,7	86,8	68,3	35,4	0,6	2,6
2004	58,6	15,5	187,4	166	130,6	159	51,5	142,2	7,6	7,3	1,1	13,5
2005	17,2	15,2	55	158,1	127,2	62,1	42,3	10,2	22,8	1,2	2,6	35,2
2006	23	28,3	39,3	143,9	35,4	72,2	195,9	35,4	12,8	62,3	1,2	2,2
2007	40,9	119,4	89,5	123,6	15	10,4	127,1	19	31,9	2,9	7,4	0

## Chapitre II : Etude hydrologique

2008	69,9	43,6	49,2	91,2	228,8	89,6	75,4	120,5	79,5	0	1	21,4
2009	167,5	61	68,7	85,2	108,1	65,6	54,2	32,4	42,9	20,5	0	1,5
2010	29,4	118,6	173,5	50,1	52,3	107,3	99,9	69,6	62,2	6,3	6	1,2
2011	11,2	169,5	84,8	96,4	37,9	219,4	58,9	60,9	3,3	0,4	0,3	16,8
2012	31,9	75,4	34,1	79,6	134,2	132,7	58,3	48,8	15,2	0	0	38,6
2013	43,8	21,6	215,1	57,9	76,1	22,4	159,7	18,6	16	6,4	0	0
2014	39,4	70,2	32,2	229,5	116,7	215,9	89,5	0	26,8	2,5	0	9,9
2015	44,2	89,6	140,2	8,4	97,6	44	95,1	35,9	23,9	4,5	1,3	0,5
2016	46,1	41,7	77,9	24,6	121,6	102,2	10,1	32	0,1	19	4,1	0
2017	8,3	72,3	168,6	105	22,8	85,5	67,3	13,6	44,3	4,9	0	79
2018	28,3	207,1	69,2	24	260,6	59,2	176,4	24,1	63,4	0	1,2	25,1
2019	76,1	60,6	123,5	133,1	31,7	1,2	96,8	62,4	5,7	16,6	8	1,7

Source ANRH.

Les données sont relevées à partir de la station Pont Bouchet compte tenu de sa situation dans le même sous bassin versant (14-06) et la fiabilité des données. Les données se répartissent sur une durée de 35 ans (1984-2019). Ainsi que l'événement pluvieux du 24-01-2019 a été enregistré au niveau de cette station.

**Tableau .II 15 Caractéristiques de la station pluviométrique du Pont Bouchet**

Station	Code	Altitude (m)	Années d'observation	Exposant Climatique
Pont Bouchet	14 -06 - 31	6	35ans	B = 0.37

### Les précipitations maximales journalières

La série de données des précipitations maximales quotidiennes est modifiée en utilisant une loi théorique pour évaluer l'intensité des précipitations, leur durée et leur période de retour.

**Tableau.II 16 Précipitations maximale journalière**

Année	P (mm)	Année	P (mm)	Année	P (mm)
1984-1985	83,7	1996-1997	34,4	2008-2009	63,3
1985-1986	28,8	1997-1998	47,2	2009-2010	77,4
1986-1987	23,6	1998-1999	60	2010-2011	68,1
1987-1988	26,2	1999-2000	82,8	2011-2012	101,5
1988-1989	47,4	2000-2001	28,7	2012-2013	32
1989-1990	54	2001-2002	39	2013-2014	67,3
1990-1991	45	2002-2003	101	2014-2015	62,7
1991-1992	58	2003-2004	38,7	2015-2016	28,5
1992-1993	71	2004-2005	82,9	2016-2017	35,3
1993-1994	32,8	2005-2006	61,8	2017-2018	61
1994-1995	32,8	2006-2007	62,1	2018-2019	133,1
1995-1996	43	2007-2008	53,7		

## Chapitre II : Etude hydrologique

---

Caractéristiques de la série (avec N = 35 ans)

**Tableau .II 17 Paramètres statistiques de la série**

<b>Nombre d'observations</b>	35
<b>Maximum</b>	133
<b>Minimum</b>	23.6
<b>Moyenne</b>	56.3
<b>Ecart-type</b>	25.0
<b>Médiane</b>	54.0

### II.3.4 Ajustement des séries pluviométrique

#### II.3.4.1 Choix de la loi d'ajustement

On peut estimer le temps de retour d'une valeur spécifique en analysant fréquemment une longue série de valeurs maximales. Cette prédiction s'appuie sur la création et l'application d'un modèle fréquentiel, qui est une équation qui représente le comportement statistique d'un mouvement. Ces modèles expliquent la probabilité de survenue d'un événement avec une valeur spécifique. Les résultats de l'analyse fréquentielle seront validés en fonction de la sélection du modèle fréquentiel.

En utilisant le logiciel Hyfran, la série des précipitations maximales quotidiennes a été ajustée en fonction de la loi de :

- Gumbel (doublement exponentielle),
- Galton (log normale),
- GEV ainsi que les tests d'adéquation.

#### II.3.4.1.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel :

Le rôle de répartition de la loi de Gumbel est le suivant :

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-x_0)}} \quad (\text{II.11})$$

## Chapitre II : Etude hydrologiqu

$F(x)$  : la Fréquence au dépassement du valeur de  $x$  ;

$\alpha, x_0$  : la Coefficients d'ajustement ;

-  $x_0$  est le paramètre de position (mode) ;

-  $\alpha$  est le paramètre d'échelle différent de zéro et positif appelé aussi « gradex » quand il se trouve a la forme  $1/\alpha$  .

✓ Par un changement de variable  $y = \alpha (x-x_0)$  ; la loi de Gumbel s'écrit :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad (\text{II.12})$$

$y = \alpha (x-x_0)$  est la variable réduite de Gumbel.

Et l'équation de la droite de Gumbel est  $x = (1/\alpha) y + x_0$ .

Les résultats de calcul des fréquences expérimentales et des valeurs théoriques sont exposés dans le tableau suivant :

**Tableau .II 18 Résultats d'ajustement à la loi de Gumbel**

Période de retour (T)	Probabilité (q)	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
				Min:	Max:
1000.0	0.9990	187.80	23.27	142,20	233,4
100.0	0.9900	140.30	15.80	109,40	171,3
50.0	0.9800	126.00	13.56	99,390	152,6
20.0	0.9500	106.80	10.62	85,980	127,6
10.0	0.9000	91.980	8.404	75,50	108,5

La présentation de la droite de Gumbel est montrée par la figure suivante :

Figure.II 7 le graphique de l'ajustement à la loi de Gumbel

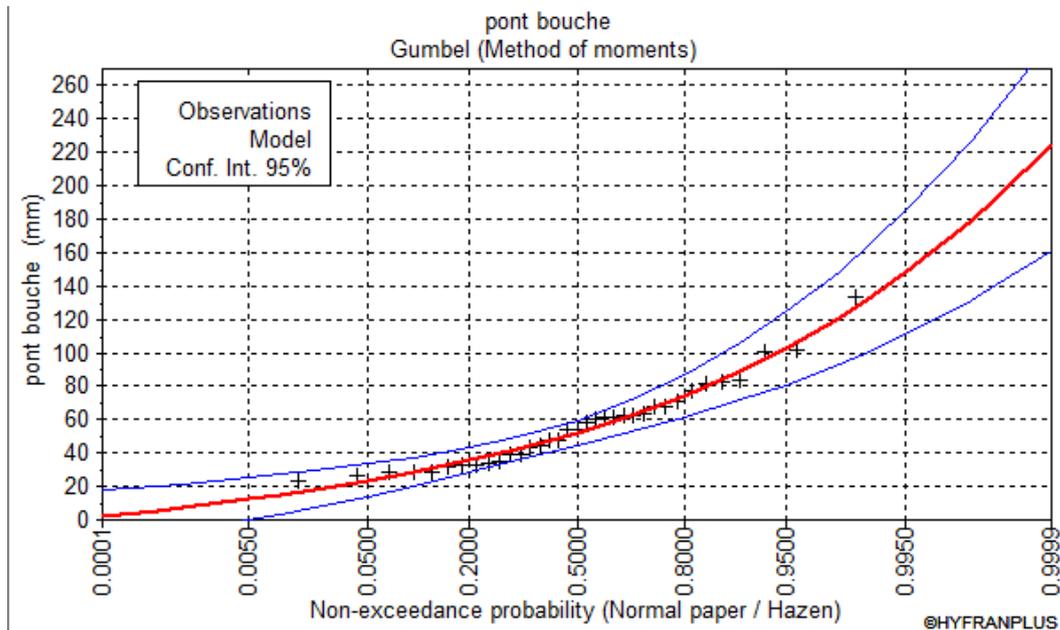


Tableau.II 20 résultats du test d'adéquation de Khi2.

X <sup>2</sup> (khi2)	p- value	Degré de liberté	Nombre de classe
7.440	0.28190	6	8

### II.3.4.1.2 Ajustement de la série pluviométrique à Loi de Galton

Une variable aléatoire  $x$  a une distribution log normale lorsque  $y = \ln x$  est normale. La loi de Galton résulte de la loi normale mais rendue dissymétrique par un changement de variables.

✓ Sa fonction de ré partition est donnée par :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad (\text{II.13})$$

$F(x)$  : Fréquence au non dépassement.

✓ La variable réduite est de la forme :

$$u = \frac{x_i - \bar{x}}{\sigma_x}$$

## Chapitre II : Etude hydrologique

Et l'équation de la variable réduite présentée sous la forme  $\overline{\text{Log}x} + u\sigma_{\text{Log}x}$  est l'équation d'une droite sur papier gauss-logarithmique avec en abscisse l'échelle gaussienne et en ordonnée l'échelle logarithmique.

### ➤ Résultats de l'ajustement

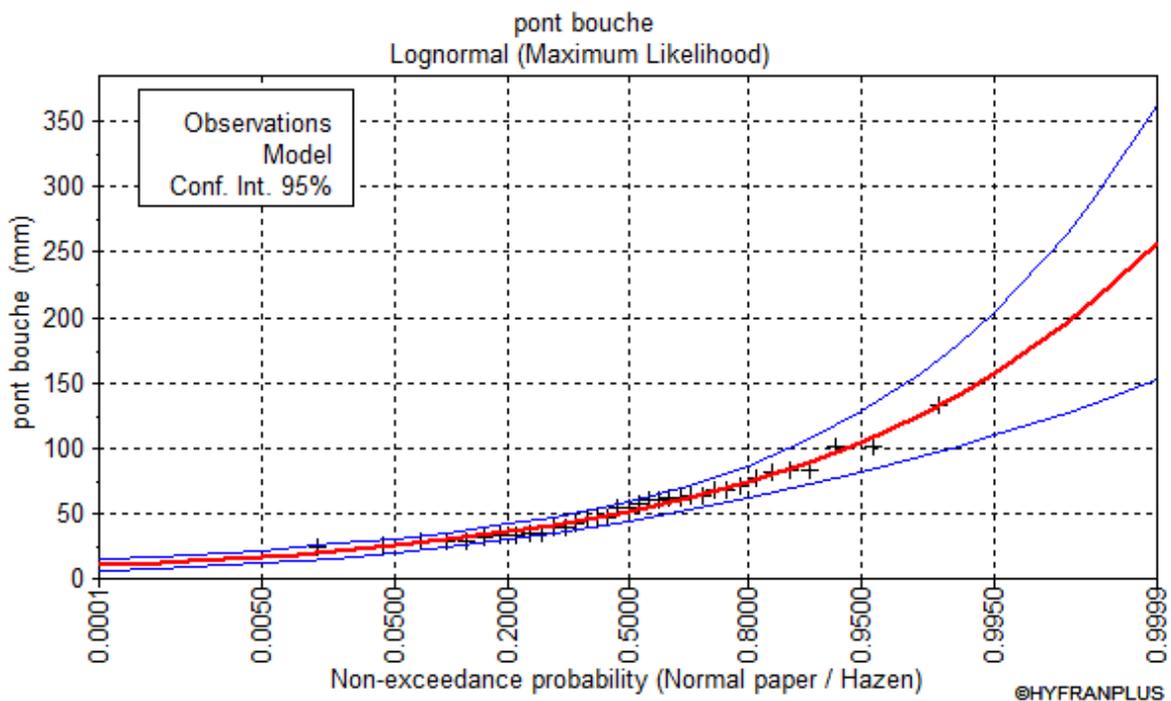
Les résultats de l'ajustement dans le tableau suivant :

**Tableau .II 21 Les paramètres de la loi de Galton**

Période de retour (T)	Probabilité (q)	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
				Min	Max
1000	0,9990	203,30	33,05	138,50	268,10
100.0	0.9900	145.30	18.91	108,30	182,40
50.0	0.9800	128.90	15.36	98,830	159.00
20.0	0.9500	107.70	11.15	85,880	129,60
10.0	0.9000	91.830	8.348	75,470	108,20

La présentation de la droite de Galton est montrée par la figure suivante :

**Figure.II 8 Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Galton**



## Chapitre II : Etude hydrologique

Tableau .II 23 résultats du test d'adéquation de Khi2.

X <sup>2</sup> (khi2)	p- value	Degré de liberté	Nombre de classe	μ	δ
5.35	0.49990	6	8	3.95690	0.439320

### II.3.4.1.3 Ajustement de la série pluviométrique à Loi de GEV

C'est une loi à trois paramètres, leur fonction de répartition est décrite ainsi

$$F(x) = e^{-\left(1 - c \frac{x-a}{b}\right)^{\frac{1}{c}}} \quad (\text{II.14})$$

Avec :

**a** : paramètre de position.

**b** : paramètre de dispersion.

**x** : variable étudié « Pmax, j »

✓ La formule de la variable réduite est décrite en-dessous :

$$Y = -\frac{1}{c} \ln \left(1 - c \frac{x-a}{b}\right) \quad (\text{II.15})$$

Avec :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad (\text{II.16})$$

✓ L'expression d'un quantile est la suivante :

$$F(x) = a + \frac{b}{c} \{1 - [-\ln(F(x))]^c\} \quad (\text{II.17})$$

#### ➤ Résultats de l'ajustement

Les résultats de l'ajustement dans le tableau suivant :

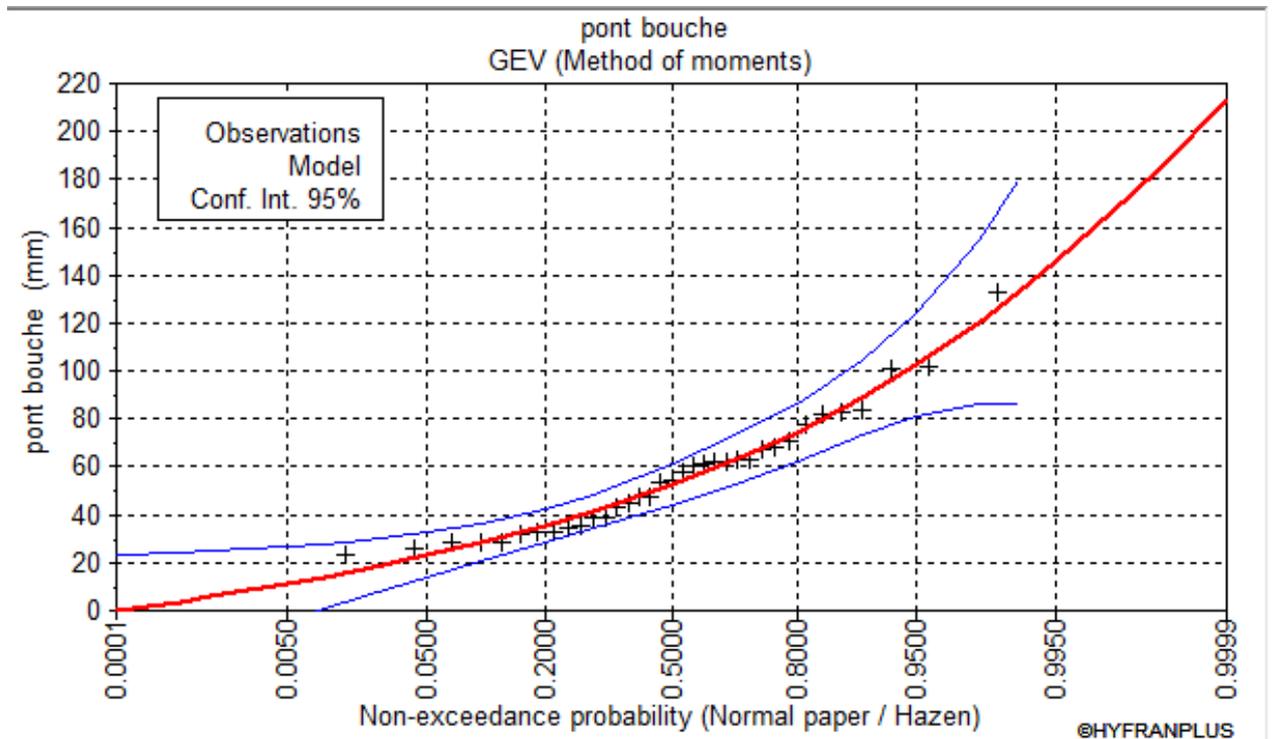
Tableau II. 24 Les paramètres de la loi de GEV

Période de retour (T)	Probabilité (q)	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
				Min:	Max:
1000	0,9990	174	53.5	105	243
100	0.99	133	23.7	102	163
50	0.98	120	17.4	97.7	142
20	0.95	103	11.1	88.4	117
10	0.9	89	8.02	78.7	99.3

## Chapitre II : Etude hydrologique

La présentation de la droite de GEV est montrée par la figure suivante :

**Figure II. 9 Représentation graphique de l'ajustement de la loi de GEV**



**Tableau.II 25 résultats du test d'adéquation de Khi2.**

X <sup>2</sup> (khi2)	p- value	Degré de liberté	Nombre de classe
3.63	0.4586	4	8

### II.3.5 Test de validité d'un ajustement :

#### a) Test d'adéquation par statique khi<sup>2</sup>

La loi choisie pour ajuster la distribution statistique de l'échantillon, ne représente qu'approximativement l'échantillon étudié, l'erreur commise en adoptant une loi donnée est une erreur d'adéquation. Il convient par conséquent de comparer l'adéquation de ces lois afin d'adopter le meilleur ajustement. L'un des tests le plus employé, est le test du Khi carré « $\chi^2$ ».

Le test d'adéquation du Khi<sup>2</sup> effectué à l'aide du logiciel Hyfran pour les 3 lois a donné les résultats suivants :

## Chapitre II : Etude hydrologique

Tableau II.26 paramètre de test de  $\chi^2$

Lois statistiques	Degré de liberté	X <sup>2</sup> calculé	X <sup>2</sup> théorique
<b>Gumbel</b>	6	7.44	12,59
<b>Log-normale</b>	6	5.35	12,59
<b>GEV</b>	4	3.63	11.07

### ➤ Interprétation :

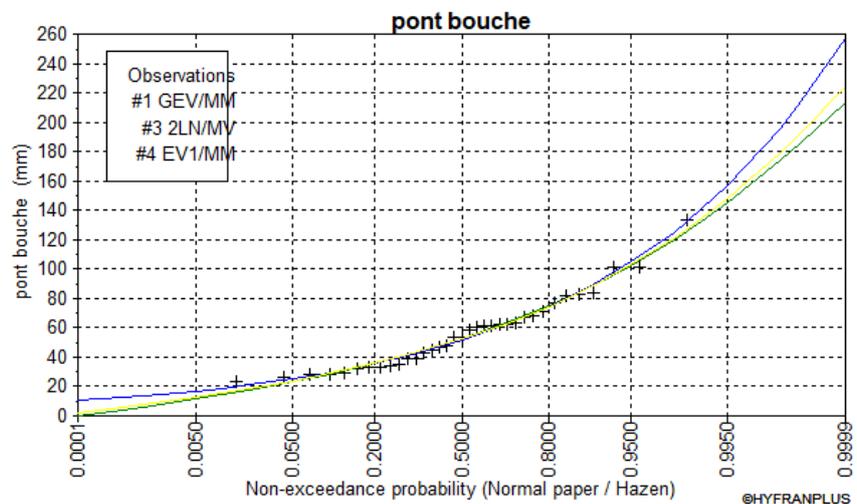
$X^2$  calculé <  $X^2$  théorique donc l'ajustement des lois sont bon pour une probabilité soit 95 %  
En utilisant les trois lois Gumbel, Galton et GEV, on constate que les droites d'ajustement sont bien ajustées par rapport aux nuages de points expérimentaux.

Pour comparer les trois méthodes, nous devons tracer sur le même graphe les trois courbes d'ajustement à l'aide d'Hyfran;

### b) Graphique

Afin de nous comparer les deux méthodes, il est nécessaire de tracer les deux courbes d'ajustement sur le même graphe en utilisant Hyfran

Figure.II 10 Comparaison des deux lois



Il est possible de sélectionner la loi la plus appropriée entre les TROIS lois d'ajustement en comparant les graphiques. Il est évident que la plupart des points passent par la droite de régression.

D'après la comparaison graphique qui a été faite avec Hyfran On a opté pour **la loi de Galton**

## Chapitre II : Etude hydrologique

---

### II.3.6 Pluie de courte durée

Grâce à l'analyse fréquentielle, nous pouvons résumer l'information fréquentielle sur les précipitations en créant un modèle fréquentiel qui donne la valeur d'un quantile  $X(F)$  pour une pluie de durée sélectionnée en fonction du temps de retour.

Dans cette étape, nous allons établir une corrélation entre les précipitations, le temps de retour et la durée : cette corrélation consiste à représenter la pluie en fonction de la durée pour chaque temps de retour sélectionné.

C'est cette forme que l'on appelle courbe IDF. Elle présente l'avantage de s'adapter parfaitement à l'interpolation pour diverses durées  $d$ .

Les courbes IDF sont obtenues en convertissant les pluies maximales quotidiennes en pluies de courte durée exprimées en [mm], en utilisant la formule de K.Body (ANRH 1984) :

$$P_{ct, p\%} = p_{max, j} * \left(\frac{t}{24}\right)^b \quad (II.18)$$

Avec :

$P_{ct, p\%}$  : la pluie de courtes durées (mm) de fréquence égale à celle de  $p_{max, j}$ .

$P_{max, j}$  : la pluie maximale fréquentiel.

$t$  : la durée de l'averse en (h).

$b$  : l'exposant climatique ( $b=0.37$ ) [Source : ANRH ALGER].

Par la suite, les intensités maximales d'une période  $t$ (h) et d'une période de retour  $T$  (ans) sont calculées en utilisant la relation suivante :

$$I_t = \frac{pct}{t} \quad (II.19)$$

$I_t$  : l'intensité de la durée  $t$  (h), exprimé en (mm/h).

Le tableau suivant récapitule les résultats de calcul :

## Chapitre II : Etude hydrologique

Tableau .II 27 Pluies et intensités de courtes durées pour des différentes périodes de retour

période de retour	1000 ans		100 ans		50 ans		20 ans		10 ans	
<i>Pjmax</i> :	203.3		145.3		128.9		107.7		91.83	
T(h)	Pct (mm)	It (mm/h)								
0,25	51,68	206,785	36,946	147,790	32,777	131,109	27,386	109,545	23,351	93,408
0,5	63,646	127,291	45,488	90,975	40,355	80,707	33,717	67,433	28,748	57,497
1	78,356	78,354	56,002	56,002	49,681	49,681	41,510	41,510	35,392	35,395
2	96,469	48,232	68,946	34,473	61,164	30,582	51,105	25,553	43,574	21,786
3	108,945	36,317	77,864	25,954	69,076	23,025	57,714	19,238	49,210	16,403
4	118,765	29,692	84,883	21,221	75,302	18,826	62,917	15,829	53,646	13,412
5	126,989	25,397	90,760	18,152	80,516	16,103	67,273	13,455	57,361	11,471
6	134,129	22,356	95,862	15,977	85,042	14,174	71,056	11,843	60,585	10,098
7	140,477	20,067	100,400	14,343	89,067	12,724	74,419	10,631	63,453	9,064
8	146,220	18,279	104,503	13,063	92,708	11,588	77,461	9,683	66,046	8,256
9	151,478	16,832	108,262	12,029	96,042	10,671	80,246	8,916	68,422	7,602
10	156,342	15,635	111,738	11,175	99,126	9,913	82,823	8,282	70,619	7,062
11	160,874	14,623	114,979	10,453	102,002	9,273	85,226	7,748	72,667	6,606
12	165,132	13,760	118,020	9,835	104,699	8,725	87,480	7,290	74,589	6,216
13	169,145	13,010	120,889	9,299	107,244	8,250	89,606	6,893	76,402	5,877
14	172,948	12,354	123,606	8,829	109,655	7,832	91,620	6,545	78,120	5,580
15	176,563	11,883	126,191	8,492	111,948	7,534	93,536	6,295	79,753	5,367
16	180,017	11,770	128,658	8,413	114,137	7,464	95,365	6,236	81,312	5,317
17	183,321	11,250	131,020	8,040	116,232	7,133	97,115	5,960	82,805	5,082
18	186,490	10,785	133,286	7,707	118,232	6,837	98,795	5,712	84,237	4,870
19	189,540	9,973	135,468	7,130	120,175	6,325	100,410	5,285	85,614	4,506
20	192,478	9,624	137,566	6,878	122,039	6,102	101,967	5,097	86,942	4,347
21	195,318	9,301	139,594	6,647	123,838	5,897	103,471	4,927	88,224	4,201
22	198,060	9,003	141,556	6,434	125,539	5,708	104,925	4,769	89,464	4,067
23	200,722	8,727	143,457	6,237	127,265	5,533	106,334	4,623	90,665	3,942
24	203,301	8,471	145,300	6,054	128,900	5,371	107,700	4,488	91,830	3,825

## Chapitre II : Etude hydrologique

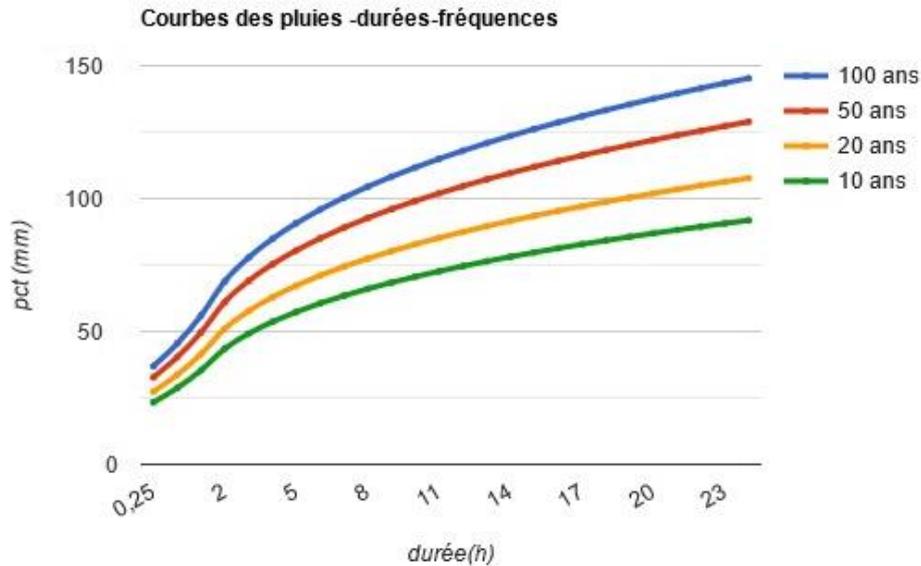


Figure.II 11 Courbes des pluies -durées-fréquences

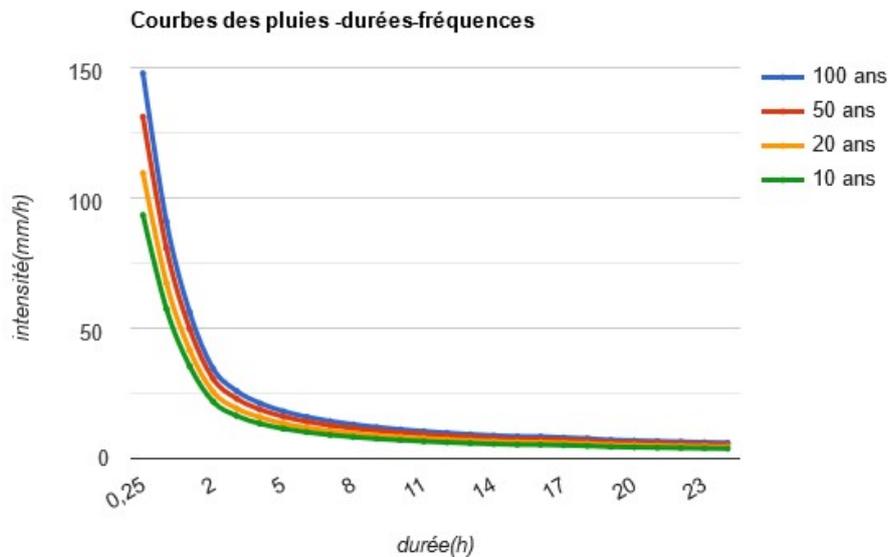


Figure.II.12 Courbes intensités -durées-fréquences

### II.4 Etudes des crues

Une fois que nous avons examiné les caractéristiques du bassin versant (la morphologie, les caractéristiques physiques du versant, la structure du réseau...) dans le chapitre I, nous avons calculé la quantité de pluie pour une période de retour de 100 ans, qui est supposée être la cause de la crue de projet. La question qui se pose est la suivante : Quelle sera la quantité d'eau qui sera produite à l'écoulement de notre bassin versant ?

## Chapitre II : Etude hydrologique

---

Afin d'obtenir une réponse claire et représentative, il est nécessaire de comprendre la réponse hydrologique, c'est-à-dire comment notre bassin versant réagit lorsqu'il est soumis à la sollicitation suivante : une pluie quotidienne de 145,3 mm et une période de retour de 100 ans.

Pour arriver à ces fins on fait appel à trois approches empiriques :

### II.4.1 Formule de TURAZZA

L'intensité moyenne maximale de précipitation calculée sur un intervalle de référence correspondant au temps de concentration du bassin versant est utilisée dans cette formule.

$$Q_{\max, p\%} = \frac{C \cdot i_{tc} \cdot S}{3.6} \quad (\text{II.20})$$

Avec :

**S** : la surface du bassin versant en km<sup>2</sup>.

**i<sub>tc</sub>** : l'intensité moyenne maximale des précipitations dans une durée égale au temps de concentration en mm/h.

**C** : le coefficient de ruissellement de la crue considérée pour une probabilité p%.

### II.4.2 Formule de GIANDOTTI

La formule qui donne le débit maximum probable est la suivante.

$$Q_{\max, p\%} = \frac{C \cdot S \cdot h_{tc, p\%} \cdot \sqrt{h_{\text{moy}} - h_{\text{min}}}}{4\sqrt{S} + 1.5l} \quad (\text{II.21})$$

Avec :

**S** : la surface du bassin versant km<sup>2</sup>.

**L** : la longueur du talweg principale km.

**H<sub>moy</sub>** : l'altitude moyenne m.

**H<sub>min</sub>** : l'altitude minimale en m.

**H<sub>tc, p%</sub>** : la lame d'eau précipitée pour une probabilité donnée et d'une durée égale au temps de concentration des eaux

## Chapitre II : Etude hydrologique

---

C : le coefficient topographique variant entre 0.066 et 0.166.

On prend  $c=0.166$ .

### II.4.3 Formule de SOKOLOVOSKY

Le débit maximum probable est donné par la formule suivante :

$$Q_{\max, p\%} = 0,28 \cdot \frac{(X_{p\%} t_c - H_0) \cdot \alpha_{p\%} \cdot s \cdot f}{t_m - t_c} \quad (\text{II.22})$$

$\alpha_{p\%}$  : coefficient de ruissellement pour la crue probable.

$$\alpha_{p\%} = \frac{\sqrt{pct\%} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{pct\%} + \sqrt{H_0}} \quad (\text{II.23})$$

Avec :

**S** : surface du bassin versant en km

**f** : coefficient de forme de la crue.

**T<sub>c</sub>** : temps de concentration du bassin versant.

**X<sub>p<sub>t<sub>c</sub>%</sub></sub>**, **t<sub>c</sub>** : précipitation en mm de probabilité p% correspondant à un temps t<sub>c</sub>.

**H<sub>0</sub>** : pertes initiales en mm, Au NORD de l'ALGERIE H<sub>0</sub>=7mm.

**0.28** : coefficient de changement d'unité.

Le coefficient de forme de la crue peut être calculé par la formule :

$$F = \frac{12}{4+3\gamma} \quad (\text{II.24})$$

Pour :

$S \leq 50 \text{ km}^2$  on a  $\gamma = 2$ .

Des petite bassin non boisé, sol peu perméable on a  $\gamma = 2 \div 2.5$ .

Bassin boisé, sol perméable on a  $\gamma = 3 \div 4$ . On prend  $\gamma = 2.5$

## Chapitre II : Etude hydrologique

Tableau.II 28 Débits de crue du BV par les trois méthodes (m3/s)

période T (ans)	Q(m3/s)				
	1000	100	50	20	10
Formule de TURAZZA	297.73	195.32	163.05	127.94	101.30
Formule de GIANDOTTI	264.69	198.45	178.40	151.65	130.99
Formule de SOKOLOVOSKY	281.36	189.85	151.71	112.84	83.55

Tableau.II 29 Débits de crue du SBV1 par les trois méthodes (m3/s)

Période T (ans)	Q(m3/s)				
	1000	100	50	20	10
Formule de SOKOLOVOSKY	199.95	130.17	109.5	85.92	68.03
Formule de TURAZZA	188.95	127.50	101.89	75.78	56.11
Formule de GIANDOTTI	185.41	139.01	124.97	106.23	91.67

La formule de SOKOLOVOSKY est utilisée pour calculer le débit maximal de crue centennale, car la méthode utilisée pour tracer l'hydrogramme de crue est celle de SOKOLOVOSKY, qui est directement liée à la formule de débit maximal de crue. En outre, cette approche a été démontrée en Algérie.

### II.4.4 Construction des hydrogrammes des crues (SOKOLOVOSKY)

La méthode de Sokolovski consiste à séparer l'hydrogramme en deux parties non symétriques. Le temps de montée est calculé pour l'une et le temps de décrue pour l'autre. Chacune d'entre elles a sa propre équation.

- Pendant la phase de montée :

$$Q_{\max} = Q_{\max p} [t/t_m]^n \quad (\text{II.25})$$

- Pour la décrue :

$$Q_{\max} = Q_{\max p} [t_d - t/t_d]^m \quad (\text{II.25})$$

$T_m = T_c$  : le temps de montée.

$T_d = \delta T_m$  (Sokolovski).

## Chapitre II : Etude hydrologique

$\delta$  : Le coefficient du bassin versant, qui fluctue en fonction des caractéristiques, est fixé à 2.

$$\delta = 2$$

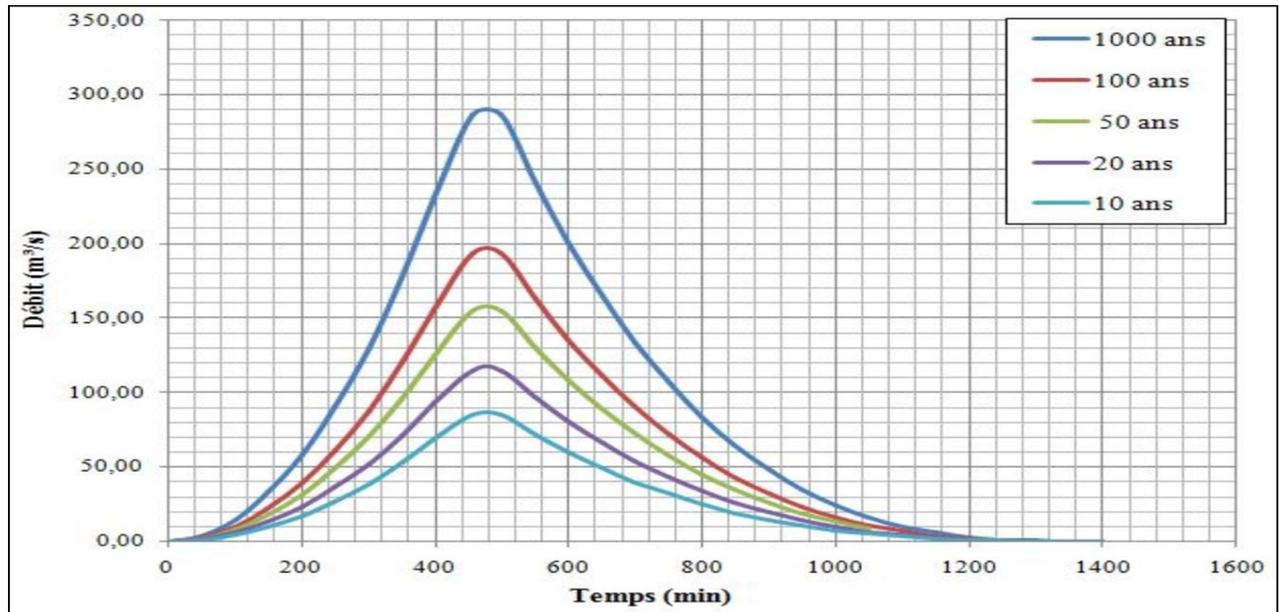


Figure.II 13 Hydrogramme De Crue D'oued Boudjemaà Jusqu'à L'embouchure A La Mer BV

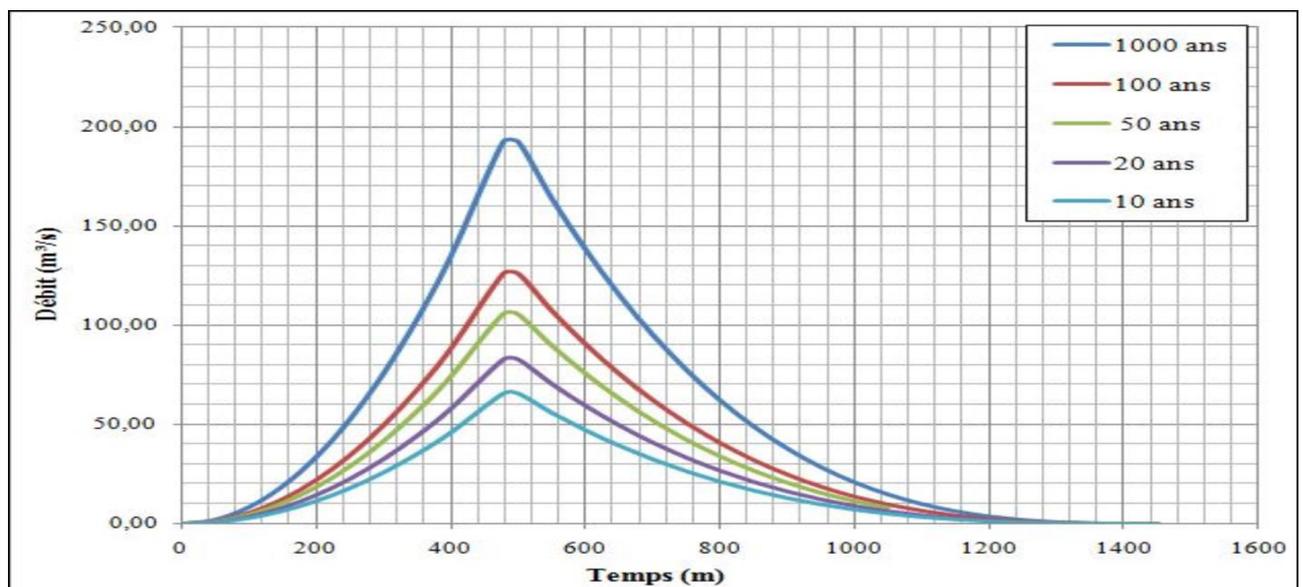


Figure.II 14 Hydrogramme De Crue D'oued Boudjemaà Jusqu'à La Confluence Avec Oued Kef Ensour SBV 1

## Chapitre II : Etude hydrologiqu

---

### **Conclusion :**

Les lois d'ajustement sont multiples et ne peuvent être mises en œuvre sur un échantillon que si les conditions d'homogénéité et de stationnarité sont remplies.

Il a toujours été crucial d'évaluer les crues lors de la conception des ouvrages hydrauliques. Beaucoup de techniques ont été mises en place pour les estimer de manière adéquate.

***Chapitre III***  
***Diagnostic et***  
***modélisation du***  
***cours d'eau non***  
***aménagé***

## Chapitre III : Diagnostic et modélisation du cours d'eau non aménagé

### Introduction

Avant chaque étude d'aménagement, l'étude hydraulique est l'étape la plus importante ce qui veut dire l'étude des écoulements dans les canaux artificiel et nature à surface libre ou en charge. Dans ce chapitre on va étudier l'écoulement des eaux dans l'oued à aménage Avant tout projet d'aménagement, l'étude hydraulique est l'étape cruciale, c'est-à-dire l'analyse des écoulements dans les canaux artificiels et naturels, qu'ils soient à surface libre ou chargés. Dans ce chapitre, nous examinerons la manière dont les eaux circulent dans l'oued à aménager.

#### III.1 Généralisation sur l'hydraulique fluviale.

L'écoulement à surface libre se distingue par la présence d'une surface libre qui est directement en contact avec l'air ambiant, ce qui signifie que la surface de l'écoulement présente une pression équivalente à la pression atmosphérique.

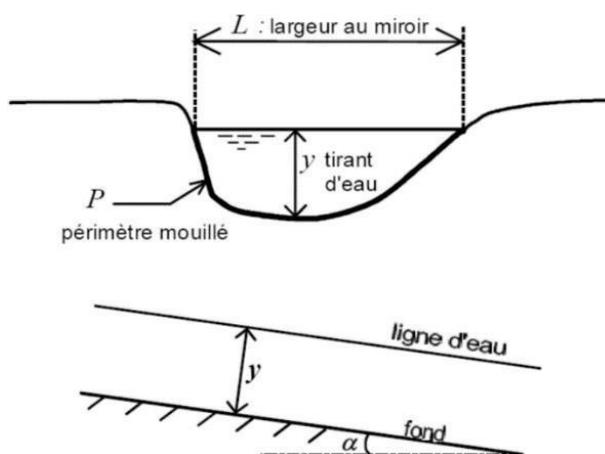


Figure .III 1 Écoulement à surface libre.

La force dominante dans cette situation est celle de la gravité, et le mouvement est principalement causé par la pente du canal.

##### III.1.1 Les canaux :

Un canal est un système de transport où l'eau s'écoule et dont la surface libre est exposée à la pression de l'air.

L'étude hydraulique d'un canal est fréquemment demandée aux ingénieurs sous la forme suivante : pour une ponte longitudinale de fonde, il est nécessaire d'évacuer un débit spécifique ; il est nécessaire de déterminer la forme et les dimensions du canal.

Il existe deux types de canaux :

##### A) Les canaux naturels :

Les canaux naturels désignent les cours d'eau naturels présents sur (ou sous) la terre, comme les ruisselets, les torrents, les rivières, les fleuves et les estuaires sur terre.

## Chapitre III : Diagnostic et modélisation du cours d'eau non aménagé

En général, les caractéristiques géométriques et hydrauliques des canaux naturels sont plutôt irrégulières. Selon certaines hypothèses, l'application de la théorie hydraulique ne donne que des résultats approximatifs

### B) Les canaux artificiels :

Il s'agit de cours d'eau construits par l'homme sur (ou sous) terre, comme les canaux découverts construits au niveau du sol (canaux de navigation, d'adduction et d'évacuation, d'irrigation et de drainage et de protection) ou les canaux couverts où les liquides ne remplissent pas l'intégralité de la section (tunnels hydrauliques, aqueducs, drains, égouts). En général, les caractéristiques hydrauliques des canaux artificiels sont plutôt régulières.

L'application de la théorie hydraulique donne souvent des résultats satisfaisants.

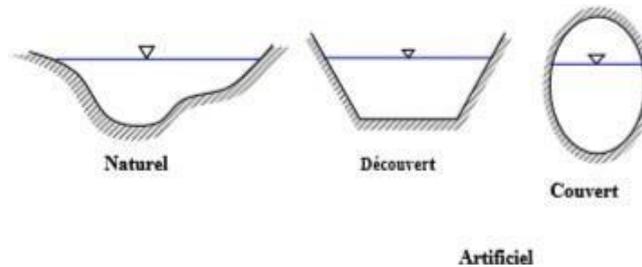


Figure.III 2 : Type des canaux

### III.1.2 Géométrie des canaux :

La partie (transversale) d'un canal correspond à une partie plane normale dans la direction de l'écoulement, ou à la partie dépourvue de liquide.

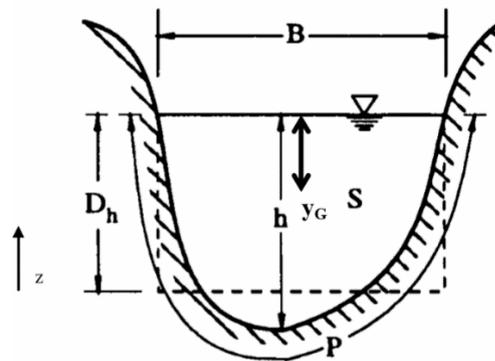


Figure.III 3 Éléments géométriques de la section.

Les éléments géométriques d'une section, appelée surface mouillée,  $S$ , sont suivies. :

- Le périmètre mouillé,  $P$ , du canal, est constitué de la longueur de la ligne de contact entre la surface mouillée et le lit, incluant les berges, mais excluant la surface libre.
- Le rayon hydraulique,  $R_h$ , est calculé en multipliant la surface mouillée,  $S$ , par le périmètre

## Chapitre III : Diagnostic et modélisation du cours d'eau non aménagé

mouillé,  $P$ , ainsi :

$$R_h = S/P \quad (\text{III.1})$$

Il est souvent choisi comme longueur de référence.

- La largeur (superficielle),  $B$ , du canal à sa surface libre.
- Profondeur hydraulique,  $D_h$ , du canal défini par :

$$D_h = \frac{S}{B} \quad (\text{III.2})$$

- La profondeur,  $h$ , ou hauteur d'eau est considérée comme la profondeur maximum.

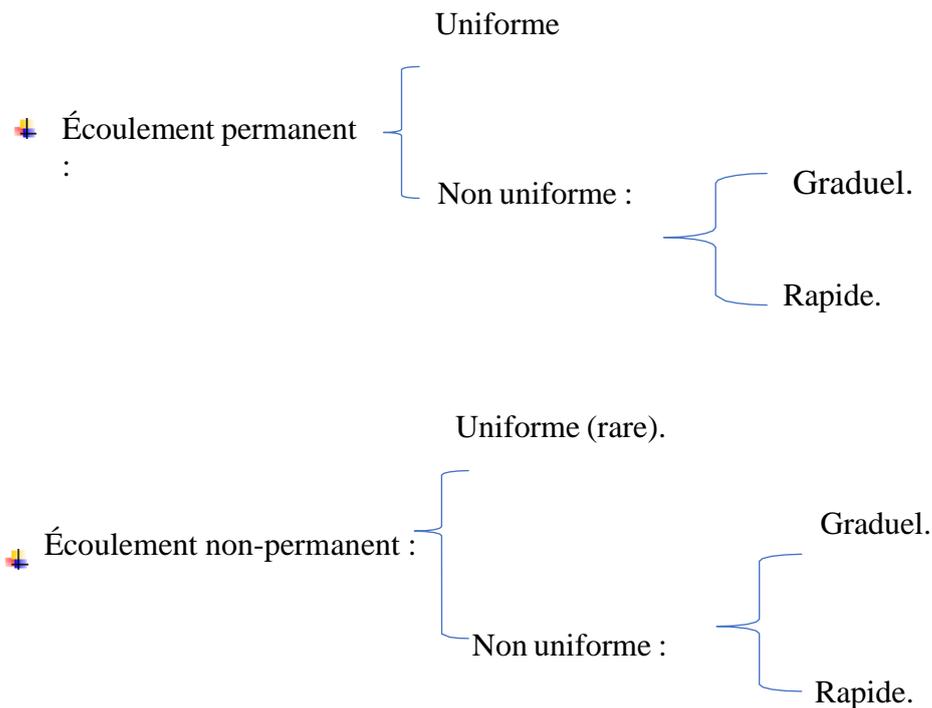
### III.1.3 Les écoulements dans les canaux :

#### III.1.3.1 Type des écoulements :

Une classification des écoulements peut se faire selon la variation de la profondeur Hydraulique et la vitesse, par rapport au temps et à espace.

On peut résumer les différents types d'écoulement rencontrés en hydraulique fluviale de la manière suivante :

On peut résumer les différents types d'écoulement rencontrés en hydraulique fluviale de la manière suivante :



## Chapitre III : Diagnostic et modélisation du cours d'eau non aménagé

### A) Écoulement uniforme et non uniforme :

L'écoulement est uniforme lorsque, pour une longueur donnée du canal, la vitesse, la profondeur, la pente et la section du canal demeurent constantes :

$$\frac{\partial V}{\partial x} = 0 \text{ et } \frac{\partial D_h}{\partial x} = 0$$

Dans ce cas la ligne de charge, la surface d'eau ainsi que le radier sont parallèles.

### B) Écoulement permanent et non permanent :

Lorsque les paramètres de l'écoulement (vitesse, profondeur, débit) restent constants dans une partie du canal et ne fluctuent pas au fil du temps, on parle d'écoulement permanent.

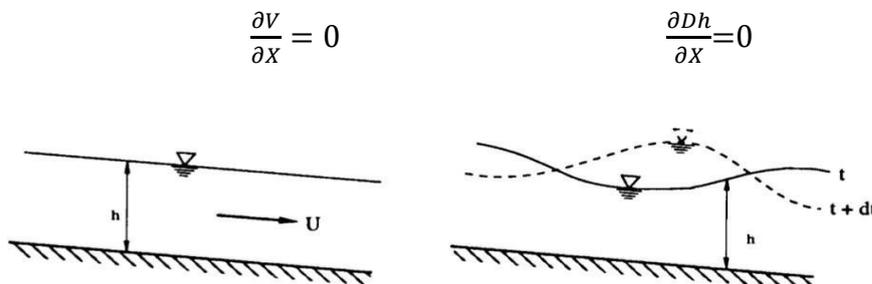


Figure .III 4 Schéma des écoulements permanents et non permanents.

### III.1.3.2 Régime d'écoulement :

Dans un canal à surface libre, l'écoulement d'un fluide réel entraîne les forces suivantes :

- Forces d'inertie.
- Forces de gravité.
- Force de frottement (viscosité et rugosité).

La réduction des équations du mouvement implique les coefficients ou nombres adimensionnels suivants :

- Le nombre de Froude, qui correspond à la relation entre les forces de gravité et celles d'inertie.

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{gl}} \quad (\text{III.3})$$

Le rôle du nombre de Froude est de permettre le classement des écoulements comme suit (Graf & Altinakar, 1991, chap.FR.3) :

- Écoulement fluvial  $Fr < 1$ .
- Écoulement torrentiel  $Fr > 1$ .
- Écoulement critique  $Fr = Fr_c = 1$ .

Dans **la pratique**, on rencontre ces trois types d'écoulement.

## **Chapitre III : Diagnostic et modélisation du cours d'eau non aménagé**

- Le nombre de Reynolds, qui correspond à la relation entre les forces de frottement et celles d'inertie, est défini :

$$Re = V \cdot D / \nu$$

Le rôle de nombre de Reynolds est de permettre le classement des écoulements comme suit

- Écoulement laminaire  $Re < 500$ .
- Écoulement torrentiel  $Re > 2000$ .
- Transition  $500 < Re < 2000$ .

Les expériences avec différents canaux artificiels montrent que l'écoulement est turbulent dès que le nombre de Reynolds,  $Re$ , atteint des valeurs supérieures à 2000 (Chow, 1959. P10).

Dans la **pratique**, on ne rencontre en générale que **des écoulements turbulents**, souvent rugueux.

### **Conséquence :**

Ainsi, les conséquences du nombre de Reynolds,  $Re$ , et du nombre de Froude,  $Fr$  donne quatre régimes d'écoulement :

- Fluvial- Laminaire  $Fr < 1, Re < 500$ .
- Fluvial - Turbulent  $Fr < 1, Re > 2000$ .
- Torrentiel – Laminaire  $Fr > 1, Re < 500$ .
- Torrentiel- Turbulent  $Fr > 1, Re > 2000$ .

### **III.2 Modélisation hydraulique :**

#### **III.2.1 Les équations mises en jeu :**

Le calcul fondamental du logiciel HEC-RAS pour les écoulements permanents repose sur la résolution de l'équation de conservation de l'énergie. On peut mesurer les pertes d'énergie en utilisant les frottements et les effets de contraction/expansion. L'équation de quantité de mouvement est aussi employée dans les situations où les écoulements sont rapidement différents, comme les ressauts hydrauliques, les ponts et les confluences.

Le logiciel résout l'ensemble dynamique des équations de Saint-Venant pour les écoulements non permanents en utilisant la méthode des différences finies.

#### **III.2.2 Etapes de simulation HEC-RAS :**

Pour simuler l'écoulement dans l'oued Boudjema en utilisant le logiciel Hecras, il est nécessaire de suivre les étapes suivantes :

- créer un nouveau projet en choisissant un nom, un titre et l'emplacement du fichier.
- Intégrer les données topographiques telles que le **Modèle Numérique de Terrain (MNT)** pour une meilleure représentation des structures hydrauliques.

## Chapitre III : Diagnostic et modélisation du cours d'eau non aménagé

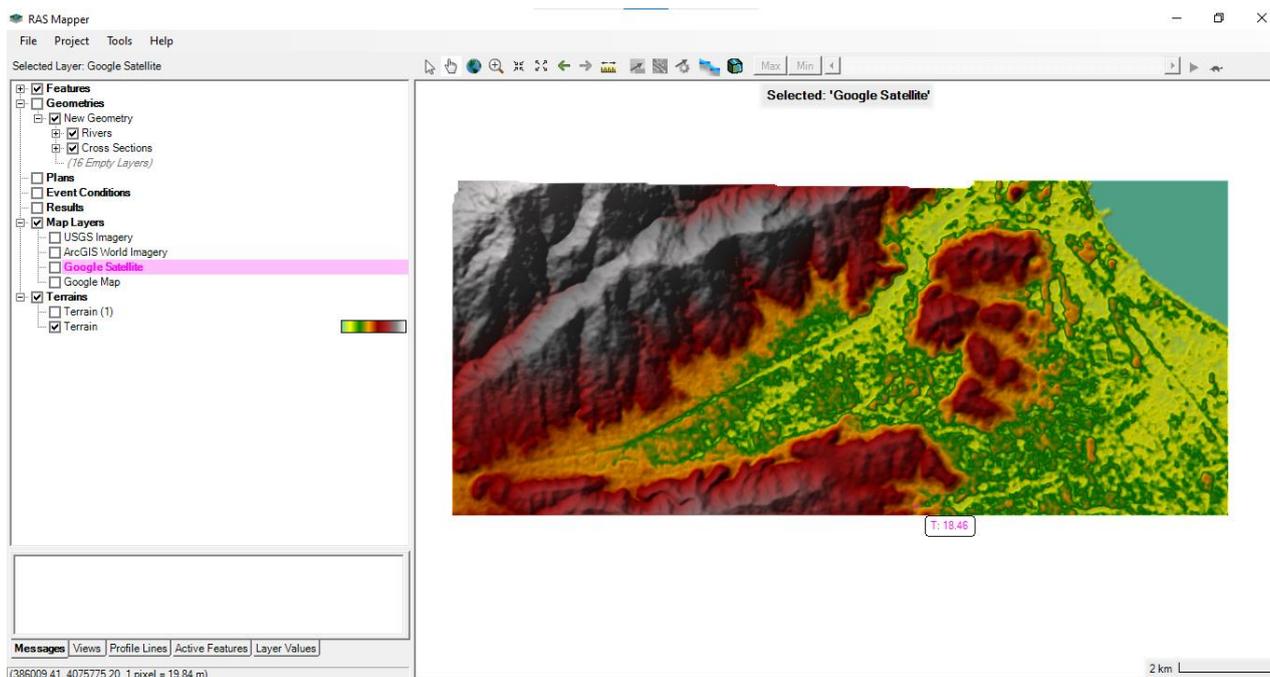


Figure.III 5 Introduction du fichier terrain de la zone d'étude dans RAS Mapper.

- Tracer l'axe de l'oued, le lit mineur ainsi que le lit majeur ainsi que les sections en travers.

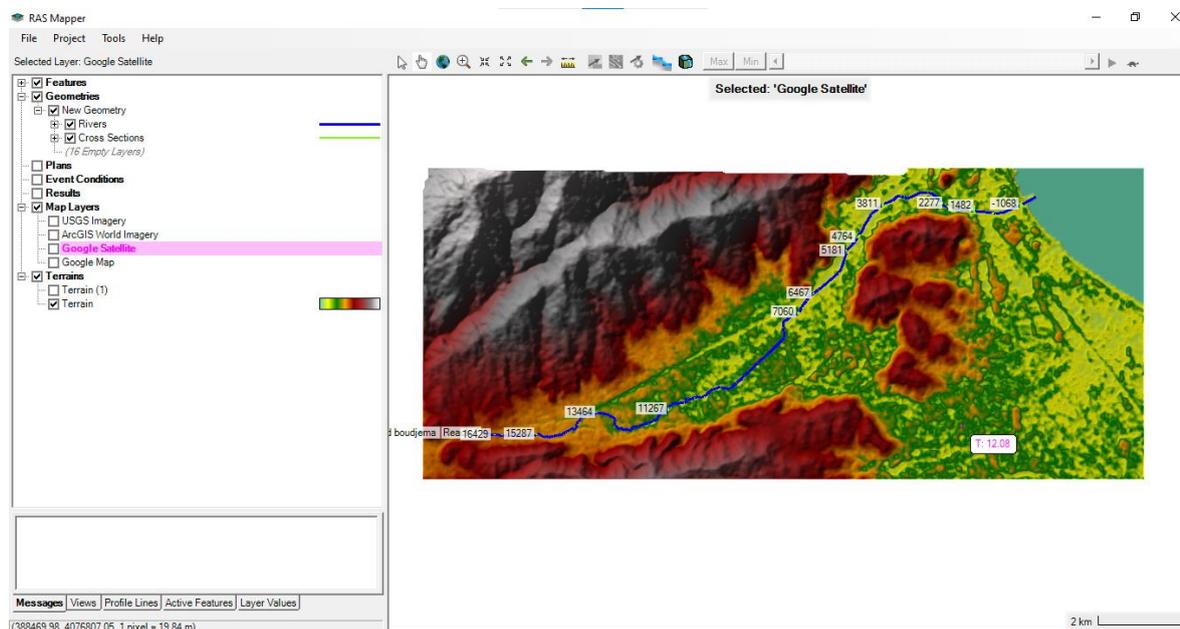


Figure.III 6 Définition du tracé de l'oued et des sections en travers

- Intégrer les données hydrométriques et conditions aux limites :

La modélisation hydraulique par HEC-RAS consiste à spécifier les débits d'entrées de l'oued et les conditions aux limites tels que le coefficient de Manning, la hauteur critique pour pouvoir exécuter le calcul des profils de la surface de l'eau en chaque section de l'oued.

## Chapitre III : Diagnostic et modélisation du cours d'eau non aménagé

Vue l'absence des informations (courbe débit hauteur), nous devons choisir un régime d'écoulement (sous-critique, surcritique et un régime mixte), à partir du régime on établira les conditions aux limites en amont ou aval ou on prendront les deux.

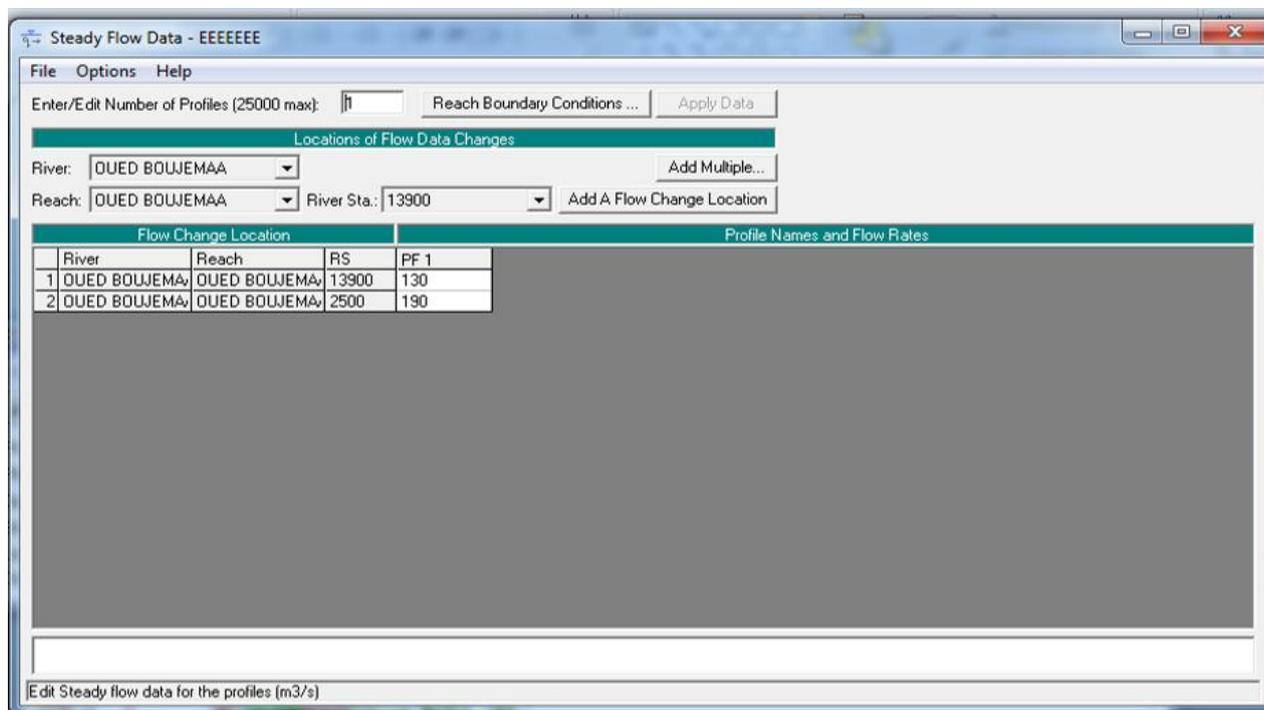


Figure.III 7 Introduction du débit correspondant à 100 ans

### III.2.3 Simulation :

Une fois que les informations géométriques, hydrométriques et les conditions aux limites ont été fournies, il est nécessaire de sélectionner un régime fluvial, torrentiel ou mixte pour réaliser le calcul. Dans notre situation, nous supposons un régime mixte et nous entamons la simulation. Dans la fenêtre d'analyse de flux stable Selon la figure ci-dessous :

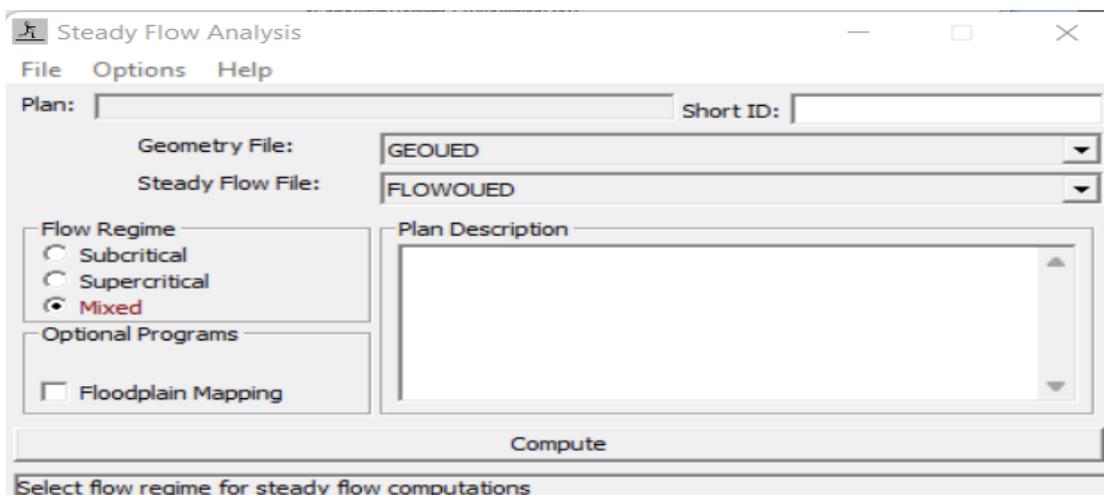


Figure.III 8 Fenêtre Steady Flow Analysis

## Chapitre III : Diagnostic et modélisation du cours d'eau non aménagé

### III.2.4.1 Le choix de coefficient de frottement ( coefficient de Manning) :

Le frottement au fond du lit est caractérisé par un coefficient de rugosité  $n$  (coefficient de Manning)

Inverse du coefficient de Strickler.  $K_s = 1 / n$

Les valeurs du  $K_s$  sont données par les tableaux suivants pour les canaux artificiels et naturels.

$K_s$  est liée directement à la rugosité des parois du canal, elle fut exprimée suivant plusieurs formules, la plus utilisée est celle de Stricker :

**Tableau .III 1 les coefficients de Strickler pour divers types de canaux.**

Nature des parois	Valeur de K en $m^{1/3}/s$
Un Béton lisse	75-90
Une Canal en terre, non enherbé	60
Une Canal en terre, enherbé	50
Rivière de plaine, sans végétation arbustive	35-40
Rivière de plaine, large, végétation peu dense	30
Rivière de berges étroites très végétalisées	10-15
Lit majeure en prairie	20-30
Lit majeur en vigne ou taillis	10-15
Lit majeur urbanisé	10-15
Lit majeure en forêt	<10

Source DRE ANNABA

### III.2.4.2 Résultat de la simulation :

Après la décomposition des sections transversal a l'aide du covadis La simulation de l'état naturel du cours d'eau lors d'une crue centennale a été réalisée à l'aide du logiciel HEC-RAS afin de déterminer les points de débordement ou, plus généralement, la délimitation des zones inondables :

## Chapitre III : Diagnostic et modélisation du cours d'eau non aménagé

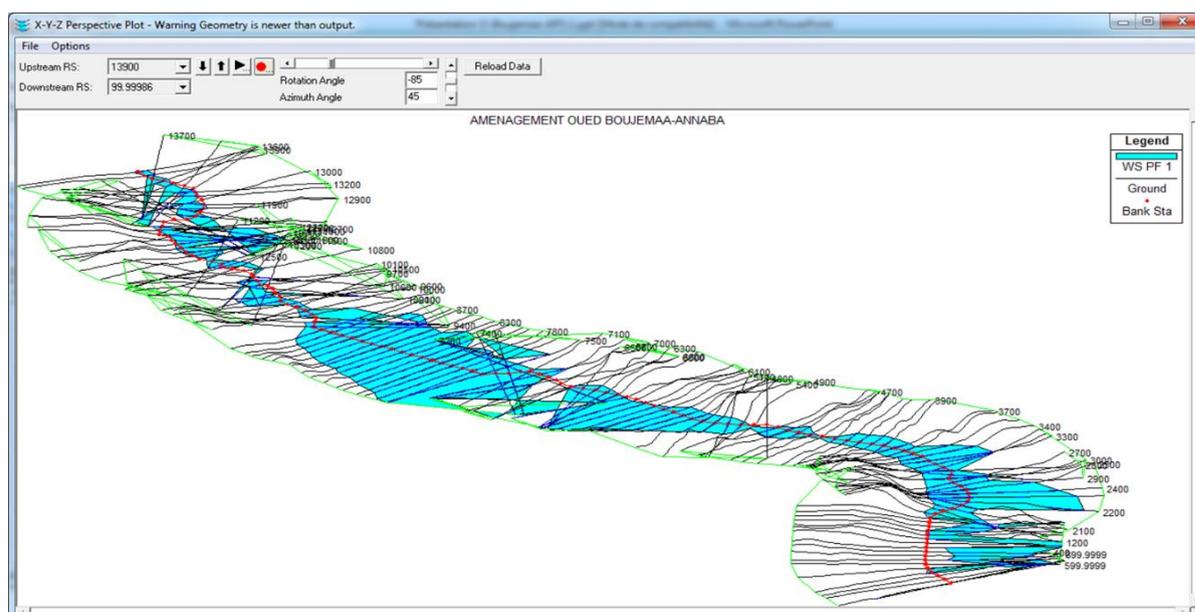


Figure.III 9 Vue en 3D des sections transversales de l'Oued.

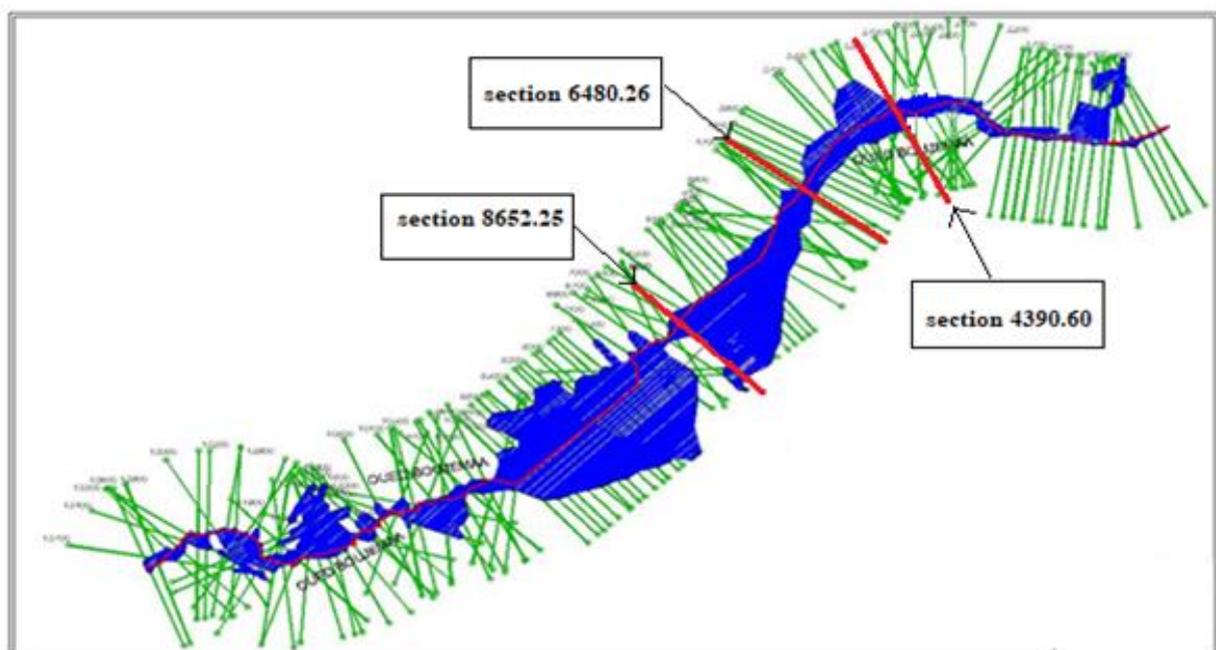


Figure.III 10 détermination des limites de la zone inondable d'oued boujemaa avec hecras et a l'aide du covadis

Notre étude est basée sur la ville de Annaba uniquement qui est inondable dans l'entrée de la ville section 8652.25 jusqu'à la section 4390.68

Pour faciliter les calculs du dimensionnement nous avons subdivisé la zone inondable en deux tronçons

- Tronçon 1 : du profil 4390.68 vers le profil 6480.26 (point de passage)
- Tronçon 2 : du profil 6480.26 vers le profil 8625.25 (l'entrée de la ville)

### Chapitre III : Diagnostic et modélisation du cours d'eau non aménagé

Les figures suivantes représentent quelques sections en travers des tronçons 1 et 2 de l'oued boudjema après simulation.

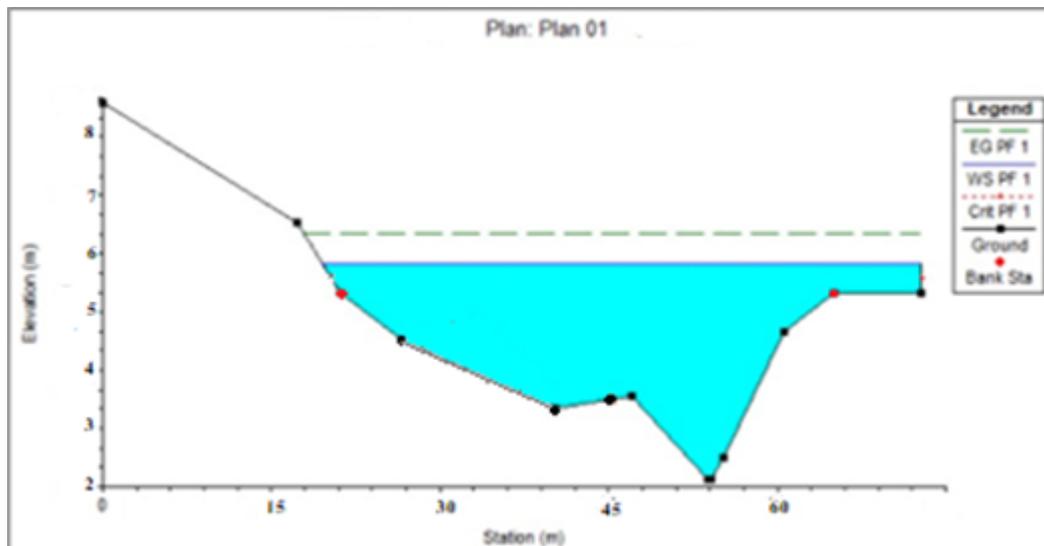


Figure.III 11 Section en travers 5400 d'Oued boudjema ( Section 1 )

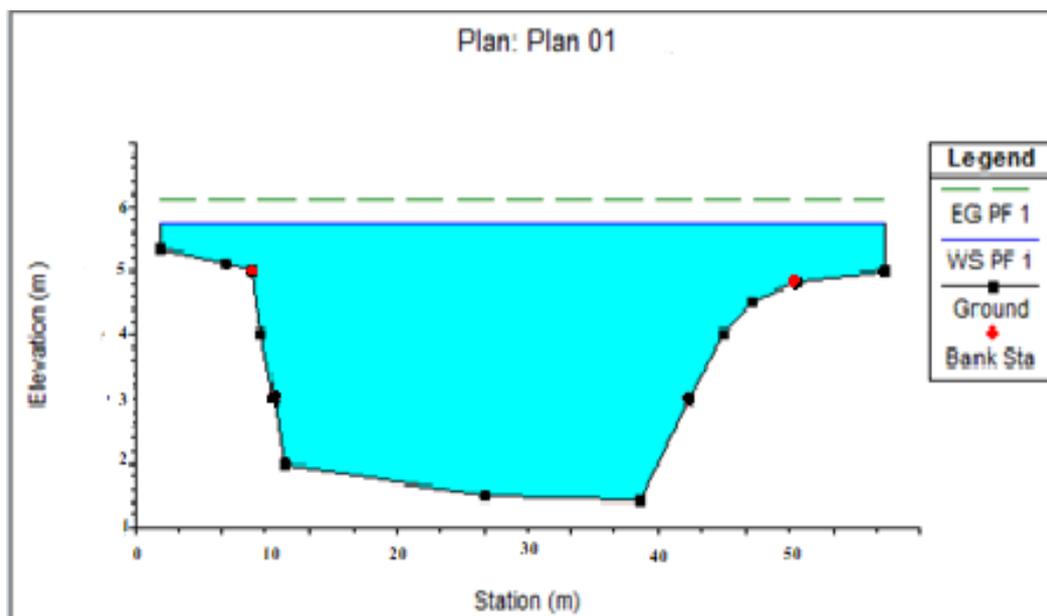


Figure.III 12 Section en travers 7200 d'Oued boudjema (Section 2 )

## Chapitre III : Diagnostic et modélisation du cours d'eau non aménagé

**Tableau.III 2 récapitulatifs de l'ensemble des paramètres hydrauliques pour un barrage ou autre ouvrage, pour une surface de stockage, pour chaque station (profil en travers), ou pour l'ensemble des stations à la fois.**

<b>River Sta</b>	l'altitude du radier du canal (m)	l'altitude du plan d'eau calculé (m)	l'altitude critique du plan d'eau calculé (m)	latitudes de la ligne d'énergie (m)	Pente de la ligne d'énergie (m/m)	Vitesse De L'écoulement (m/s)	La Section mouillée (m <sup>2</sup> )	Largeur au miroir (m)	Nombre de Froude
99.996	2.89	0.08	0.04	0.36	0.00431	1.27	222.28	51.28.	1.06
199.96	1.97	0.9	1.20	1.62	0.006125	4.48	198.34	50.17	0.72
299.924	2.85	1.43	1.34	1.84	0.00843	3.77	229.90	52.7	0.40
400	0.1	1.79	1.69	2.11	0.0055	2.81	233.70	53.48	0.416
499.999	2	2.11	2.01	2.52	0.0071	4.77	233.71	50.90	0.40
599.999	4.36	2.23	2.03	2.43	0.0061	2.58	228.73	50.01	0.366
699.999	4.03	2.23	2.13	2.34	0.00682	4.25	237.67	55.87	0.41
800	5.51	3.34	3.24	3.66	0.0072	3.60	345.60	56.89	0.79
899.999	5.41	3.21	3.70	4.12	0.0076	5.11	335.21	65.21	0.88
999.999	5.84	4.47	4.46	4.96	0.0055	4.15	329.80	60.58	0.41
1100	6.53	5.04	5.03	5.51	0.0045	3.2	293.98	61.43	0.63
1200	5.51	5.16	5.2	5.61	0.0066	3.39	295.62	70.45	0.51
1300	4.56	4.69	4.61	4.85	0.00869	3.83	205.96	89.81	0.41
1400	4.63	5.71	5.68	5.85	0.00256	4.18	388.85	119.47	0.29
1500	5.97	5.78	5.77	5.96	0.0044	3.93	404.49	226.52	0.282
1600	7.78	5.86	5.78	5.99	0.0061	4.05	329.07	101.41	1.280
1700	5.45	5.7	5.79	6.01	0.0050	2.62	308.78	109.85	1.292
1800	9.15	5.61	5.79	6.01	0.0061	1.56	309.94	79.01	1.381
1900	11.56	5.62	5.80	6.2	0.0069	1.98	593.25	78.51	0.811
2001.26	3.18	5.9	5.85	6.32	0.0033	2.14	476.21	68.48	1.541
2100	1.44	5.4	5.85	6.32	0.0038	2.54	459.43	49.00	0.492
2200	2.69	5.66	5.89	6.4	0.0036	2.5	326.30	55.22	1.392
2300	4.66	4.56	5.89	6.4	0.0047	2.53	363.37	51.5	0.677
2400	2.07	5.99	5.89	6.4	0.0025	2.62	454.60	63.21	0.352
2500	4.63	5.71	5.68	5.85	0.0062	4.18	280.85	59.47	0.292
2600	5.97	5.78	5.77	5.96	0.0046	3.93	404.49	56.57	0.282
2700	7.78	5.86	5.78	5.99	0.006	5.85	209.07	41.47	0.280
2800	5.45	5.9	5.79	6.01	0.0070	2.62	208.78	59.85	0.312
2900	9.25	5.9	5.7	6.01	0.0071	1.56	390.94	56.01	0.361
3000	8.56	5.96	5.8	6.06	0.0076	1.98	330.25	71.51	0.511
3100	10.18	10.97	10.85	3.32	0.0042	2.14	346.21	106.48	0.211
3195.99	8.23	2.01	2.40	2.48	0.0066	2.54	319.43	110.10	0.492
3300	6.09	5.99	6.59	6.4	0.0045	2.5	356.30	76.22	0.352
3400	5.66	5.23	5.13	6.2	0.0042	2.53	303.37	74.17	0.491

### **Chapitre III : Diagnostic et modélisation du cours d'eau non aménagé**

3500	4.36	4.24	4.03	4.43	0.0022	2.27	404.49	82.25	0.782
3600	4.13	3.23	.13	2.34	0.0056	5.01	290.07	70.45	0.810
3700	5.28	3.34	3.24	3.78	0.0045	3.77	280.78	69.81	0.631
3800	5.36	3.21	3.7	4.12	0.0048	4.81	209.94	39.47	1.621
3900	6.84	4.47	4.46	4.96	0.0066	4.77	343.25	76.52	1.14
3978.36	5.53	4.04	4.23	4.67	0.00469	2.58	206.21	101.41	1.52
4100	-1.21	1.16	2.2	2.61	0.00256	2.25	390.43	49.85	1.61
4200	2.56	2.69	2.61	2.85	0.0044	3.60	303.70	79.01	0.82
4300	4.64	4.71	4.68	5.15	0.0091	4.01	373.71	78.51	1.42
4390.6	4.18	4.28	4.77	4.96	0.0072	3.15	628.73	88.48	0.67
4500	2.41	2.23	2.31	2.39	0.0076	3.62	574.67	89.10	0.86
4600	2.69	2.33	2.53	2.43	0.0065	1.56	645.60	95.22	0.66
4700	3.66	2.23	2.13	2.34	0.0045	1.98	570.21	77.15	1.12
4800	3.68	3.34	3.24	3.66	0.0066	2.14	720.58	123.21	1.81
4900	4.42	3.21	3.7	4.12	0.0089	2.54	1001.31	202.2	0.352
5000	5.88	4.47	4.46	4.97	0.0075	2.5	809.35	109.36	1.292
5100	3.18	5.04	5.03	5.51	0.0044	2.53	700.2	99.28	0.282
5200	4.46	5.16	5.2	5.61	0.0061	2.27	529.3	79.25	0.680
5300	3.69	4.69	4.61	4.85	0.0072	1.48	541.23	69.85	0.612
5400	6.66	5.71	5.68	5.85	0.0059	2.01	631.12	79.01	0.361
5500	2.07	2.23	2.03	2.43	0.0035	2.81	1010.2	78.51	0.511
5544.23	4.66	2.23	2.13	2.34	0.0045	1.47	108.47	68.48	0.581
5700	4.36	3.34	3.24	3.66	0.0056	2.58	430.25	49.00	0.498
5800	4.13	3.21	3.7	4.12	0.0079	1.25	432.23	65.22	0.452
5900	5.28	4.47	4.46	4.96	0.0045	2.60	520.2	79.01	0.362
6000	4.66	5.04	5.03	5.51	0.0094	2.12	329.3	78.51	1.23
6100	5.66	5.16	5.2	5.61	0.0061	2.41	441.23	128.48	0.981
4620	4.66	4.89	4.91	5.25	0.0072	3.48	461.12	109.10	0.811
6300	4.14	4.81	4.78	5.05	0.0076	3.77	530.45	165.22	0.541
6400	5.65	5.79	5.77	5.98	0.0055	2.81	563.65	169.01	0.492
6480.26	4.66	4.70	4.59	5.11	0.0075	2.77	588.42	108.51	1.392
6600	6.20	6.08	6.37	4.96	0.0046	2.58	776.28	88.48	0.677
6700	4.23	2.23	2.31	2.39	0.0056	4.48	690.25	66.25	0.352
6800	3.18	2.33	2.53	2.43	0.0025	3.77	805.92	180.25	0.292
6900	2.33	2.23	2.13	2.34	0.0084	3.81	9029.28	170.23	0.282
7000	2.69	3.34	3.24	3.66	0.0061	2.77	1040.36	198.16	0.580
7100	4.66	3.21	3.7	4.12	0.0042	3.12	1160.29	219.36	0.312
7200	5.07	5.23	5.46	5.97	0.0068	2.56	1290.56	453.24	0.361
7300	4.66	5.04	5.03	5.51	0.0065	1.98	1401.58	320.25	1.22
7400	4.36	5.16	5.21	5.61	0.0075	2.14	1465.25	455.432	0.711
7500	5.10	5.61	5.68	5.15	0.0065	2.14	1224.25	655.32	0.492
7600	4.13	4.28	4.77	4.96	0.0086	2.5	1430.21	750.26	0.352
7700	5.28	3.34	3.24	3.66	0.0045	2.53	1644.96	830.25	0.491
7800	5.36	3.21	3.7	4.12	0.0044	2.62	1761.78	923.5	0.782

### **Chapitre III : Diagnostic et modélisation du cours d'eau non aménagé**

7900	6.84	4.47	4.46	4.96	0.0061	2.78	1806.32	930.81	0.810
8000	3.16	5.04	5.03	5.51	0.0072	2.56	1910.56	922.25	0.381
8100	5.27	5.16	5.2	5.61	0.0076	1.98	2001.58	909.25	0.911
8200	4.36	4.69	4.61	4.85	0.0055	2.14	2585.25	950.24	0.541
8300	5.84	5.71	5.88	6.85	0.0045	2.54	2404.25	980.12	0.492
8400	4.13	4.71	4.68	5.15	0.0066	2.50	2710.21	1024.22	0.392
8500	5.23	5.79	5.77	5.98	0.00869	2.13	2834.96	1206.91	0.1677
8600	4.63	4.71	4.68	5.15	0.0077	4.25	2901.78	1101.25	0.352
8652.25	3.41	3.52	3.66	4.05	0.0043	4.77	3110.32	1214.25	0..292

#### **Interprétation**

En observant le niveau d'eau dans toutes les parties traversant l'oued, il est évident que l'oued est inondé sur certains tronçons à sa longueur, selon les paramètres suivants :

- La vitesse d'écoulement qui oscille entre 1.12 et 5.01 m/s.
- Le nombre de Froude varie entre les valeurs 0.28 et 1.621.

On trouve aussi que dans la section 1 la vitesse d'écoulement entre 1.25 et 4.02 m/s et nombre de Froude entre 0.48 et 1.31, pour la section 2 de vitesse entre 1.44 et 4.77 m/s et de nombre de Froude entre 0.39 et 1.22.

## **Chapitre III : Diagnostic et modélisation du cours d'eau non aménagé**

---

### **Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons démontré que les cartes des risques d'inondations jouent un rôle crucial dans la prise de décisions concernant l'évaluation des risques dans les zones inondables. Nous avons utilisé le critère de base pour cartographier l'étendue des inondations en fonction de la période de retour de 100 ans, en passant par les phases hydrologique, géomorphologique, hydraulique et occupation des sols.

Grâce à cette procédure, nous avons pu repérer toutes les zones inondables dans la partie de la ville de Annaba en cartes de submersion et d'enjeux, qui reflètent la hauteur d'eau dans les différentes zones inondées. Cela nous a permis de conclure que la zone d'étude que nous souhaitons protéger est une zone où l'aléa est de niveau moyen à fort. Par conséquent, il est nécessaire de faire un aménagement approprié de l'oued afin de garantir la protection de cette zone.

***Chapitre IV***  
***Aménagement***  
***hydraulique***

## Chapitre IV : Aménagement hydraulique

---

### Introduction

Une fois que le débit de crue a été évalué et que l'écoulement dans l'oued a été simulé avec le logiciel HecRas pour vérifier sa capacité et identifier les zones inondables, il est prévu de le réaménager en fonction des données obtenues.

Ce chapitre présente deux options d'aménagement dans les deux zones les plus inondables de l'oued, dans le but de préserver le centre-ville d'Annaba des inondations.

D'entre les deux options qui seront examinées ci-dessous, il est clair que la variante la plus fiable sur le plan technique et économique sera choisie.

### IV.1 L'objectif d'aménagement:

Un aménagement à pour le but de :

- Mettre en place des mesures pour améliorer la circulation des eaux superficielles afin de préserver la zone autour du fleuve des inondations.
- Préserver les zones urbaines et améliorer l'hygiène des espaces publics.

### IV.2 Le Principe d'aménagement :

Pour préserver les enjeux sensibles, il est possible de réaliser trois types d'aménagements :

- La diminution de l'apport en amont dans les zones à préserver.
- Améliorer le débit de crue et la capacité d'écoulement en améliorant le routage.
- Gérer le ruissellement dans le bassin versant.

### IV.3 Laminage des crues :

Le laminage de crue est une méthode qui permet de réduire l'intensité du débit de crue en stockant de l'eau à l'amont des zones à protéger.

Il est possible de diminuer le débit de pointe en créant des zones naturelles d'expansion des crues. En d'autres termes, en encourageant un débordement dans les zones à faible vulnérabilité, comme les prairies et certaines cultures, il est possible de prévoir des ouvrages aménagés en déblai ou en remblai avec un volume de stockage élevé et une hauteur de stockage spécifique, appelés bassins de rétention. Ces bassins permettent de préserver temporairement les débits de pointe afin de les évacuer lors de la décrue.

- Réduire le nombre de débordements en aval.
- Minimiser les dimensions des travaux à effectuer ultérieurement (réduire les coûts du projet).

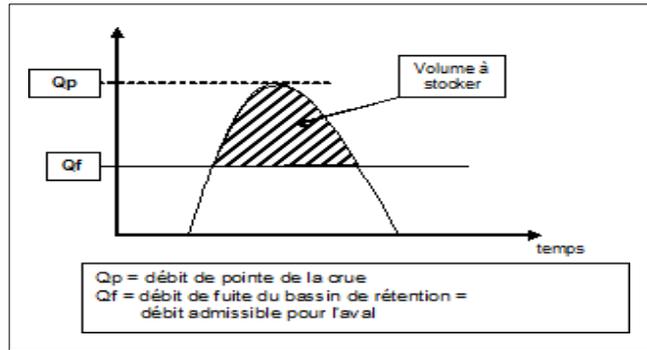


Figure.IV 1 le volume à stocker dans le bassin

#### IV.4 Proposition des variantes d'aménagement:

Dans notre étude on fait le dimensionnement des 2 tronçons les plus inondables dans la zone :

1<sup>er</sup> tronçon : avec une longueur de 2089.66 mètres.

2<sup>ème</sup> tronçon : sur une longueur de 2271.99 mètres.

##### ➤ Variant 1:

Il s'agit d'un canal trapézoïdal en béton armé aménagé avec une longueur équivalente à la longueur moyenne de lit de l'oued, estimée à 3m pour les deux parties. **H = 3m**

##### ➤ Variant 2 :

Elle consiste en un aménagement en gabion

##### IV.4.1 Variant 1 :

Le calcul se fera par la formule de « Manning Strickler » dont la formule est donnée par la relation suivante :

$$Q = \frac{1}{n} R h^{2/3} S m \sqrt{I} \quad (IV.1)$$

Avec :

Q : le débit de dimensionnement en (m<sup>3</sup>/s).

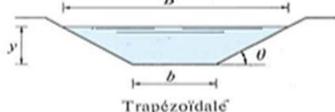
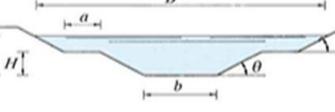
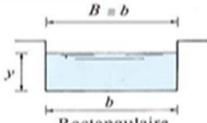
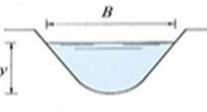
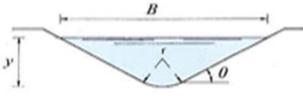
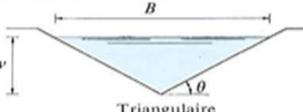
n : le coefficient de Manning Strickler représente la rugosité du béton en (m<sup>0.5</sup>/s). I : la pente du canal (m/m).

R<sub>h</sub> : le rayon hydraulique.

$$R_h = \frac{S m}{P m} \quad (IV.2)$$

# Chapitre IV : Aménagement hydraulique

Figure.IV 2 des Caractéristiques géométrique et hydraulique de différent forme des canaux

Section	Surface (A)	Contour mouillé (C)	Rayon hydraulique (R)
 <p>Trapézoïdale</p>	$y(b + y \cotg \theta)$	$b + \frac{2y}{\sin \theta}$	$\frac{y(b + y \cotg \theta)}{b + \frac{2y}{\sin \theta}}$
 <p>Trapézoïdale composée</p>	$(b + 2a) \cdot y + y^2 \cotg \theta - 2aH$ ( <sup>1</sup> )	$b + 2a + \frac{2y}{\sin \theta}$ ( <sup>1</sup> )	$\frac{(b + 2a) \cdot y + y^2 \cotg \theta - 2aH}{b + 2a + \frac{2y}{\sin \theta}}$ ( <sup>1</sup> )
 <p>Rectangulaire</p>	$b y$	$b + 2 y$	$\frac{b y}{b + 2 y}$ ( <sup>2</sup> )
 <p>Parabolique</p>	$\frac{2}{3} B y$	$B + \frac{8}{3} \frac{y^2}{B}$ ( <sup>3</sup> )	$\frac{2 B^2 y}{3 B^2 + 8 y^2}$ ( <sup>3</sup> )
 <p>Triangulaire arrondie au fond</p>	$\frac{B^2 \operatorname{tg} \theta}{4} - r^2 \operatorname{tg} \theta + r^2 \theta$ ( <sup>4</sup> )	$\frac{B}{\cos \theta} - 2r \operatorname{tg} \theta + 2r \theta$ ( <sup>4</sup> )	$\frac{\frac{B^2 \operatorname{tg} \theta}{4} - r^2 \operatorname{tg} \theta + r^2 \theta}{\frac{B}{\cos \theta} - 2r \operatorname{tg} \theta + 2r \theta}$ ( <sup>4</sup> )
 <p>Triangulaire</p>	$y^2 \cdot \cotg \theta$	$\frac{2 y}{\sin \theta}$	$\frac{y}{2} \cos \theta$

DRE annaba

D'après HECRAS Pour un aménagement par un canal de forme trapézoïdal en béton armé avec une largeur égale à la largeur moyenne de lit de sections inondables de l'oued estimé à

**b tronçon 1 = 45 m    b tronçons 2 = 40 m**

En connaissant les termes n, Q et I, on effectue un calcul itératif en fixant la largeur en fonction de la largeur.

La moyenne du lit naturel, ou m=1, est utilisée pour faciliter la réalisation d'un angle de 45°. Concernant la pente.

Tableau.IV 1 dimension d'une canal béton

tronçon	l (m/m)	b (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	n	m	H (m)
tronçon 1	0.0059	45	130	0.015	1	3
tronçon 2	0.0068	40	130	0.015	1	3

## Chapitre IV : Aménagement hydraulique

### IV.4.2 Variant 2:

Sur les berges de l'oued, les murs en gabions sont principalement employés pour les revêtements et les protections contre les affleurements. Ils sont de différentes dimensions, les plus fréquentes étant  $2,0 \times 0,1 \times 0,5$  m et  $2,0 \times 1,0 \times 1,0$  m. La mise en place des murs en gabion est unique ; les sacs sont disposés de manière à créer un escalier qui assure la stabilité des berges.

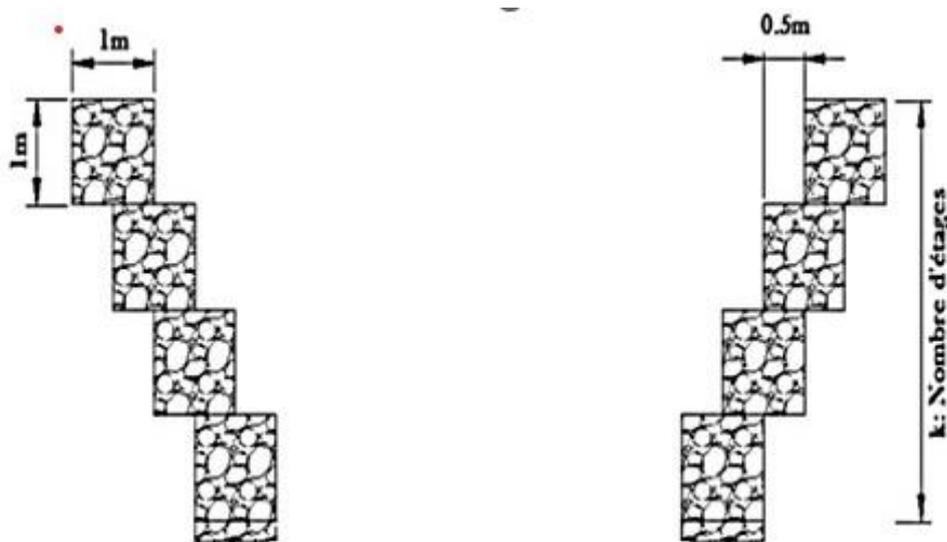


Figure.IV 3 coupe transversale du l'aménagement en gabion

Tableau.IV 2 les caractéristiques géométriques de la section gabionnée.

Caractéristique	Section $S_m$ (m <sup>2</sup> )	Perimètre $P_m$ (m)	Rayon hydraulique $R_h$ (m)
Relation	$\frac{1}{2}k(k-1) + bk$	$b + 3K - 1$	$\frac{0.5K(k-1) + B.K}{b + 3K - 1}$

K : Le nombre des étages

B : le Largeur du lit d'oued.

La largeur de la base B est déterminée, puis le nombre d'étages (cages de gabions) nécessaires pour évacuer le débit de crue sans risque de débordement.

# Chapitre IV : Aménagement hydraulique

Tableau.IV 3 Dimensions du canal en gabions

I(m/m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	H	b(m)	n	S(m <sup>2</sup> )	P(m)
0.0059	130	3	45	0.030	138.9	55.68
0.0068	130	3	40	0.030	121.26	50.25

## IV.5 Simulation de l'écoulement de l'oued après l'aménagement

### IV.5.1 variante 1

A partir du logiciel HecRas on peut visualiser les sections après l'aménagement avec la variante 1.

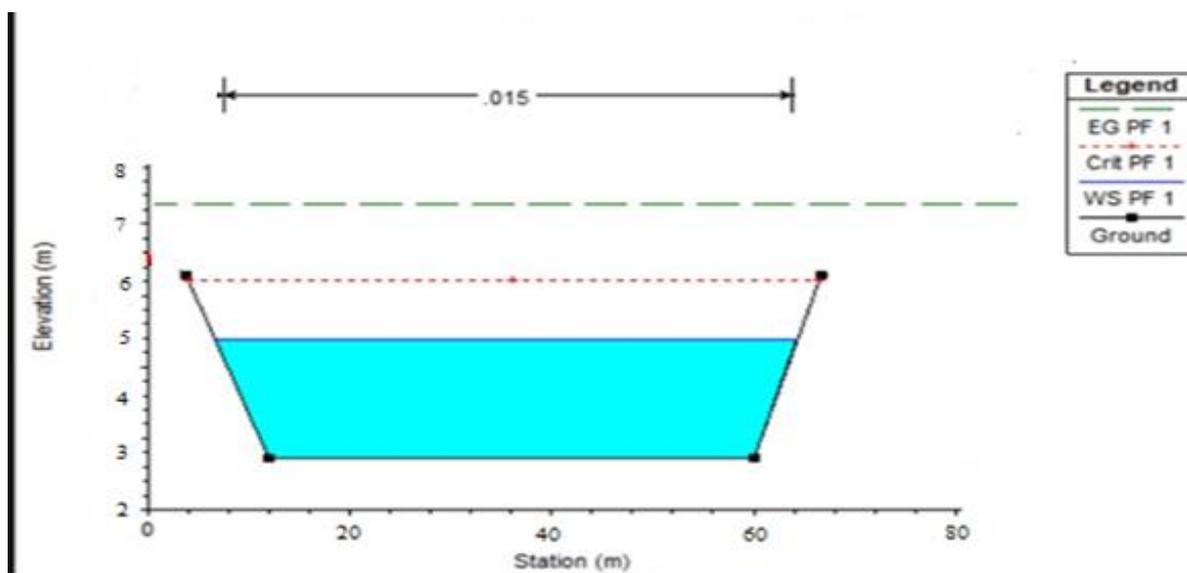
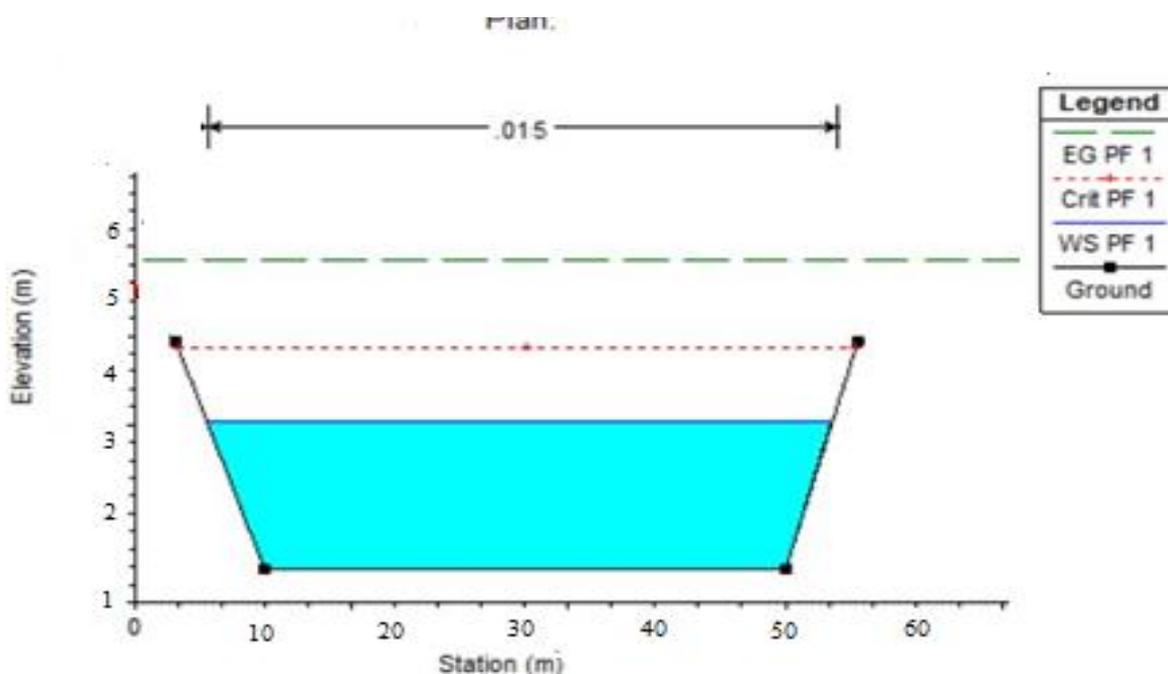


Figure IV.4 Section aménagée du tronçon 1



## Chapitre IV : Aménagement hydraulique

Tableau IV.4 des paramètres hydrauliques après simulation du canal en béton

TRONCON	Débit (m <sup>3</sup> /s)	Vitesse (m/s)	Frou de	Tirant d'eau (m)	Section Mouillée (m <sup>2</sup> )	Périmètre mouillé (m)	Rayon Hydraulique(m)	Régime
1	130	2.66	1.80	2.02	144	53.48	2.69	R. Torrentiel
2	130	3.06	1.59	2.21	129	48.48	2.66	R. Torrentiel

- **Interprétation :**

Les résultats de simulation ont montré un régime torrentiel sur les deux tronçons, avec une hauteur moyen d'eau  $He_1 = 2.02\text{m}$  et  $He_2 = 2.21\text{m}$  et une vitesse de  $V_1 = 2.66\text{ m/s}$  et  $V_2 = 3.06\text{ m/s}$ , qui est une vitesse admissible pour le béton armé.

### IV.5.2 Variante 2

A partir du logiciel HecRas on peut visualiser les sections après l'aménagement avec la variante 2.

FIGURE .IV 4 Section aménagée tronçon 1

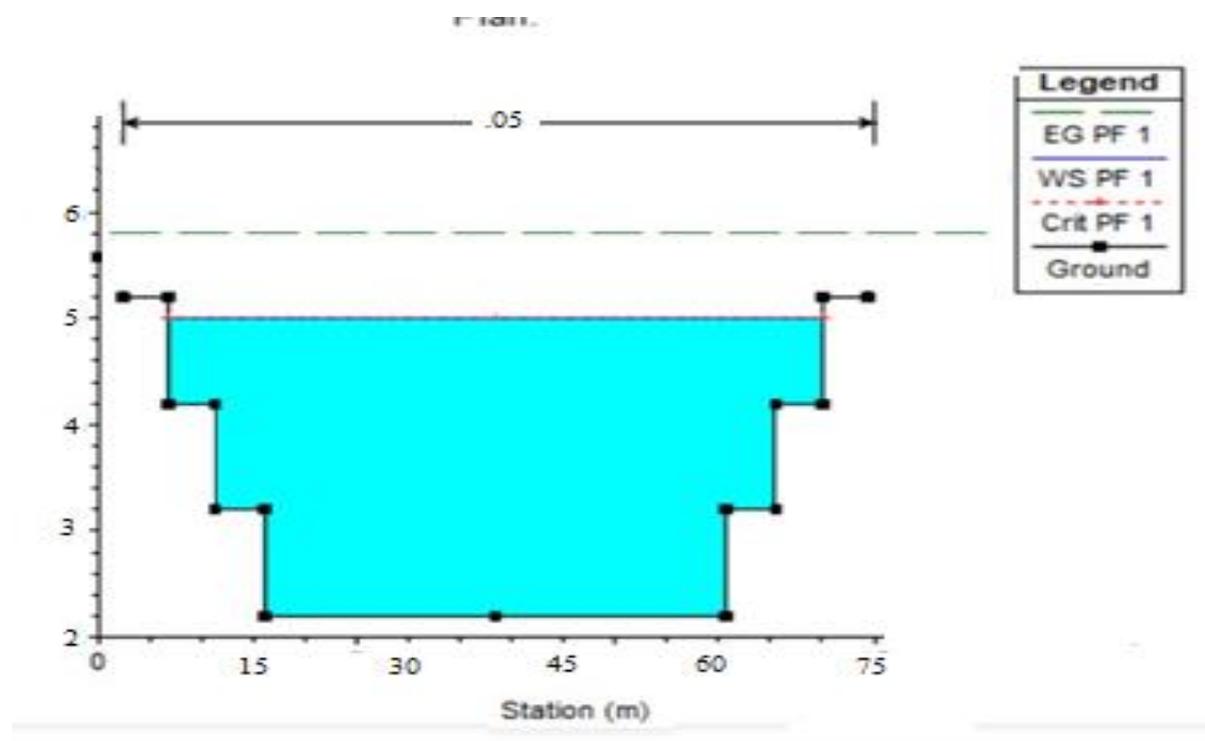


Figure.IV 7 Section aménagée tronçon 2

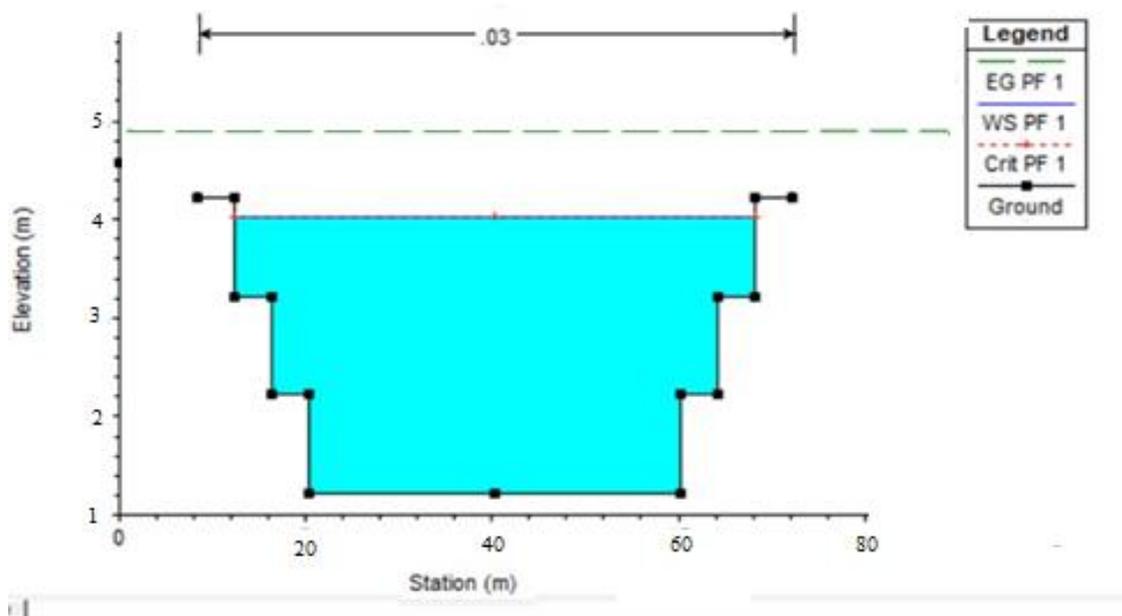


Tableau IV.5 paramètres hydrauliques après simulation du canal en gabion

Section	Débit (m <sup>3</sup> /s)	Vitesse (m/s)	Tirant d'eau (m)	Surface mouillée (m <sup>2</sup> )	Périmètre mouillé (m)	Rayon hydraulique (m)	Nombre de Froude	Régime
1	130	2.77	2.2	138.9	55.68	2.49	1.64	Torrentiel
2	130	3.38	2.41	121.26	50.25	2.413	1.44	Torrentiel

- Interprétation :**

Les résultats de simulation ont montré un régime torrentiel sur les deux tronçons , avec une hauteur moyen d'eau  $He_1 = 2.2m$  et  $He_2 = 2.41 m$  et une vitesse de  $V_1 = 2.78 m/s$  et  $V_2 = 3.38 m/s$ , qui est une vitesse admissible pour le gabion .

## Chapitre IV : Aménagement hydraulique

IV.7 Estimation financière : Le coût du projet est calculé en fonction des tâches spécifiques à chaque variante :

Tableau.IV 6 les devis quantitatif et estimatif de la réalisation de la variante 1.

	Designation des travaux	Unité	Prix unitaire (Da)	Quantity	Prix total
01	Débroussaillage sur toute la surface de l'oued.	M2	800	10030	807200
02	Remblais	M3	2000,00	4683.2	8276000,00
03	Déblais	M3	1300,00	6245.21	8201000,00
04	Transport des terrains en surplus	M3	800,00	3132,00	2405600,00
05	F/P de béton de propreté ép. 10 cm dose à 150kg/m3	M3	25000,00	1065.30	26632500,00
06	Construire un canal en béton armé pesant 400 kg/m3.	M3	45000,00	2827,00	127215000,00
				<b>Total en HT</b>	189 652 600,00
				<b>TVA 19%</b>	35 911 994,00
				<b>Total</b>	214 563 594,00

Source DRE

Tableau.IV 7 : les devis quantitatif et estimatif de la réalisation de la variante 2.

	Désignation des travaux	Unité	Prix unitaire (da)	Quantité	Prix total
01	Débroussaillage sur toute la surface de l'oued.	M2	800	7090	407200,00
02	Remblais	M3	2000,00	4638,00	5 276 000,00
03	Déblais	M3	1300,00	770,00	6 201 000,00
04	Transport des terres surplus	M3	800,00	3132,00	6820 600,00

## Chapitre IV : Aménagement hydraulique

05	Mise en place d'un tapis de protection sur le lit de l'oued en gabions pour aménager les accotements de l'oued. Les pierres sèches sont placées dans des cages en grillage Zimmerman / triple torsion..	M3	20000,00	7140,00	102 800 000,00
				<b>Total en ht</b>	<b>175 381 800,00</b>
				<b>TVA 19%</b>	<b>3 2210 062,00</b>
				<b>Total</b>	<b>207 911 862,00</b>

Source DRE

- **Interprétation**

Du point de vue financier, la variante du canal gabion paraît plus économique que la variante béton.

### IV.8 Choix de la variant :

On opte pour la variante d'un canal GABION de car :

- La simplicité de la réalisation.
- Coût moins élevé.
- Longue durabilité.
- Une bonne stabilité

## **Chapitre IV : Aménagement hydraulique**

---

### **Conclusion**

Suite à notre analyse des différentes sections proposées pour l'aménagement de l'oued Boudjema dans les deux côtés technique et économique, nous avons choisi d'utiliser des canaux en gabion.

---

***Chapitre V***  
***Management de***  
***projet***

## Chapitre V : Management de projet

---

### Introduction

La mise en place d'un dispositif de protection contre les inondations est soumise aux lois qui régissent tous les chantiers situés dans la nature, qu'ils soient urbains ou ruraux. Afin d'assurer une réalisation optimale, il est essentiel de respecter les principes de l'organisation du chantier en général. La méthode CPM, « méthode critical path, » est la plus couramment employée. Elle vise à diminuer les délais de réalisation, les dépenses et améliorer le rendement du travail. Elle repose sur la création d'un réseau qui reflète la succession des opérations qui composent le projet en question. Finalement, nous parvenons à ce que l'on nomme le chemin critique.

### V.1 Évaluation des différents volumes

Cette méthode implique de calculer les quantités de toutes les opérations réalisées sur le terrain pour la réalisation du projet, puis de les multiplier par le prix unitaire correspondant. Par ordre chronologique, les différentes tâches sont réalisées :

- Les opérations visant à évacuer la couche végétale.
- La mise en place des tranchées.
- Les travaux utilisés pour le remblaiement de la tranchée.
- Le déplacement des sols excédentaires.

#### V.1.1 Volume de la couche de terre végétale

$$V_{cv} = H L B . \quad (\text{V.1})$$

$V_{cv}$  : Volume de la couche de terre végétale en (m<sup>3</sup>).

H : le Profondeur la couche de terre végétale (on prend  $H_v = 0,1$  m).

L : le Longueur totale de la tranchée en (m).

B : Largeur de la couche de terre végétale en (m).

#### V.1.2 Volume des déblais des tranchées

$$V_d = B L H . \quad (\text{V.2})$$

$V_d$  : Volume des déblais des tranchées en (m<sup>3</sup>).

B : Largeur de la couche du tronçon en (m).

L : Longueur totale de la tranchée en (m).

H : Profondeur de la tranchée en (m)

## Chapitre V : Management de projet

---

### V.1.3 Volume du lit de propreté

$$V_{bp} = d_{dp} * L * b_{radier} \quad (V.3)$$

Avec :

$V_{bp}$  : le Volume du gabion de propreté (m<sup>3</sup>).

$d_{dp}$  : l'épaisseur de la couche de gabion de propreté (= 10 cm).

$b_{radier}$  : Largeur de radier (m).

L : le Longueur totale de la tranchée (m).

### V.1.4 Volume du gabion

$$V_{B.A} = d_{B.A} * l * \frac{(P_{exte} + P_{inte})}{2} \quad (V.4)$$

Avec :

$V_{B.A}$  : le Volume de gabion (m<sup>3</sup>).

$d_{B.A}$  : l'épaisseur de la couche de gabion

l : la Longueur de tranchée (m).

$P_{exte}$  : le Périmètre extérieur du canal trapézoïdal (m).

$P_{inte}$  : le Périmètre intérieur du canal trapézoïdal (m).

### V.2 Devis quantitatif et estimatif des travaux

Pour obtenir une estimation du coût de réalisation de notre projet, il est nécessaire de procéder au calcul du devis quantitatif et estimatif. Les calculs des différents prix des matériaux à utiliser dans la conception des ouvrages constituent le projet sont récapitulés dans le tableau ci-dessous.

## Chapitre V : Management de projet

**Tableau.V 1 Le devis des différents travaux**

	Désignation des travaux	Unité	Prix unitaire (da)	Quantité	Prix total
01	Débroussaillage sur toute la surface de l'oued.	M2	800	7090	407200,00
02	Excavation des terres de toute nature en couches horizontales successives à l'engin mécanique avec dépôt des terres au bord et modelage des fonds et des côtés selon plan, y compris toutes sujétions spéciales de bonne exécution et de mise en œuvre dans les règles de l'art.	M3	2000,00	4638,00	5 276 000,00
03	Talutage et préparations de lit, y compris remblais et toutes éventuelles sujétions spéciales de bonne exécution et de mise en œuvre dans les règles de l'art	M3	1300,00	770,00	6 201 000,00
04	Transport et mise en dépôt des matériaux excédentaires, vers le lieu de décharge public désigné par le maître de l'ouvrage y compris chargement, déchargement, foisonnement et toutes sujétions spéciales de bonne exécution et de mise en oeuvre dans les règles de l'art	M3	800,00	3132,00	6820 600,00
05	Des cages métalliques selon la dimension (2 × 1 × 1) m indiquée y compris l'assemblage des panneaux détachés et toutes sujétions spéciales de bonne exécution et de mise en oeuvre dans les règles de l'art. Remplissage des cages de gabion en pierre de couleur (pierre de gabion blanc, noir, ou autre), et présentant un aspect policé ou angulaire y compris chargement, déchargement, foisonnement toutes sujétions spéciales de bonne exécution et de mise en oeuvre dans les règles de l'art	M3	20000,00	7140,00	102 800 000,00
<b>Total en ht</b>					<b>175 381 800,00</b>
<b>TVA 19%</b>					<b>3 2210 062,00</b>
<b>Total</b>					<b>207 911 862,00</b>

**Donc le montant total du projet reviens : 207 911 862,00 DA, deux cent sept millions neuf cent onze mille huit cent soixante-deux Dinars Algériens**

# Chapitre V : Management de projet

---

## V.3 Planification

### V.3.1 Définition

La planification joue un rôle crucial dans l'utilisation adéquate de la main-d'œuvre et des autres ressources sur le chantier. Elle implique, entre autres, la planification :

- La mise en place des espaces de travail ;
- La vision immédiate ;
- L'étude des missions ;
- Le chronométrage ;
- L'établissement des objectifs et des responsabilités ;
- La simplification des approches ;
- La stabilisation des postes de travail.

### V.3.2 Technique de planification

Deux méthodes principales de planification existent, à savoir :

- Méthodes utilisant les réseaux
- Méthodes utilisant le graphique

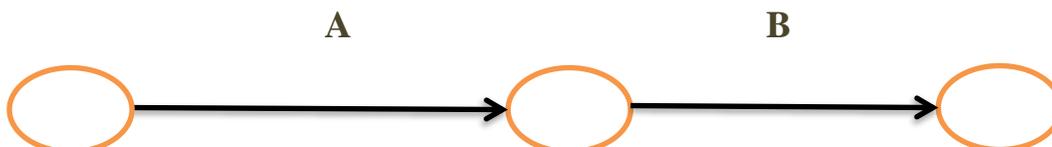
### V.3.3 Méthodes utilisant les réseaux

#### a- Descriptif du réseau

Le réseau représente visuellement un projet et permet de définir la relation entre les différentes opérations, qui peuvent être successives, simultanées ou convergentes, ainsi que la durée de réalisation. Il existe deux catégories de réseaux :

#### a.1- réseau à flèches

La flèche symbolise l'opération et les nœuds représentent la succession des opérations.



L'opération (A) précède l'opération (B).

## Chapitre V : Management de projet

---

### a-2 : Réseau à nœuds

Un nœud représente l'opération et les flèches représentent la succession des opérations.



L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

Pour établir un réseau, il est nécessaire de réaliser les étapes suivantes :

- Création d'une liste des tâches à accomplir.
- Identifier les tâches précédentes et de suivi.
- Mise en place de graphiques partiels.
- Organisation des graphiques partiels.
- Création du réseau.

**a) Méthode du chemin critique (C.P.M) :** Cette méthode vise à diminuer les délais de réalisation d'un ouvrage en prenant en compte trois étapes :

- 1<sup>ère</sup> phase : l'effectif nécessaire pour accomplir la tâche en question.
- 2<sup>ème</sup> phase : Analyser régulièrement le réseau, à chaque heure, à chaque jour, en fonction de l'unité de temps choisie.
- 3<sup>ème</sup> phase : Adapter le réseau aux exigences ou aux contraintes établies par l'organisation.

**b) Méthode PERT (Program Evaluation and Review Technical) :** Il s'agit d'une méthode d'organisation des tâches et de contrôle des programmes qui consiste à organiser sur un réseau plusieurs tâches qui, grâce à leur chronologie et leur dépendance, contribuent toutes à l'obtention d'un produit fini.

### V.3.2 Méthodes utilisant le graphique

**a) Méthode linéaire (ligne of balance technique) :** L'objectif de cette méthode est de planifier des projets de construction avec des travaux répétitifs.

**b) Méthode à barres :** L'objectif de cette méthode est de définir deux réseaux et de créer un diagramme à barres (plan de travail).

### V.3.3 Choix de la méthode de calcul

La méthode de calcul choisie dépend principalement du type d'ouvrage à construire. Lorsque les opérations se succèdent, comme dans notre situation, il est recommandé de choisir la méthode C.P.M.

## Chapitre V : Management de projet

---

### V.3.4 Les paramètres de la méthode CPM

- TR : Temps de réalisation des tâches.
- DCP : Date de commencement plutôt.
- DCPD : Date de commencement au plus tard.
- DFP : Date de fin au plutôt.
- DFPP : Date de fin au plus tard.
- MT : Marge totale.

Avec :

- $DFP = DCP + TR$ .
- $DCPD = DFPP - TR$ .

### V.3.5 Le chemin critique

La détermination du chemin critique se fait par:

$$MT = 0$$
$$\sum TR_{c,c} = DCP$$

### V.3.6 Elaboration du réseau selon la méthode C.P.M

La méthode C.P.M est une approche de planification qui vise à diminuer le temps et les dépenses liés à la réalisation de projets, tout en améliorant le rendement du travail. Il est nécessaire de définir les différentes tâches des travaux et les délais de réalisation de chaque tâche avant de procéder à la construction du réseau. Ces tâches sont les suivantes :

Notation	Opération	Durée [jour]
A	Installation de chantier	10
B	Débroussaillage et décapage de la végétation et abattage et déracinement des arbres	50
C	Compactage	20
D	Excavation des terres de toute nature	10
E	Remblais Compactage	20
F	La pose des murs en gabion	80
G	Travaux de finition	10

**Tableau V. 2** Temps de réalisation de chaque tâche

## Chapitre V : Management de projet

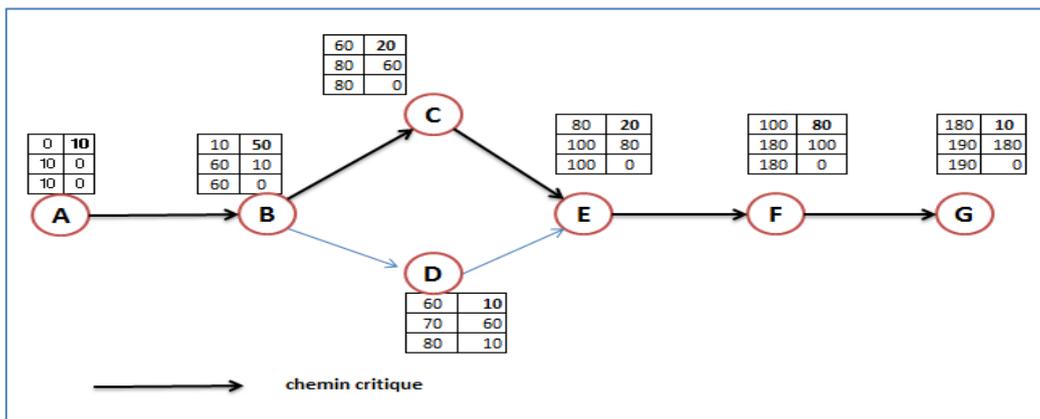


Figure .V 1 Réseau à nœud du projet d'aménagement

Le diagramme de Gantt est une méthode couramment employée dans le domaine de l'ordonnancement et de la gestion de projets, offrant une vision temporelle des différentes tâches liées qui constituent un projet (il s'agit d'une représentation d'un graphe connexe). Il offre la possibilité de visualiser visuellement l'avancement du projet.

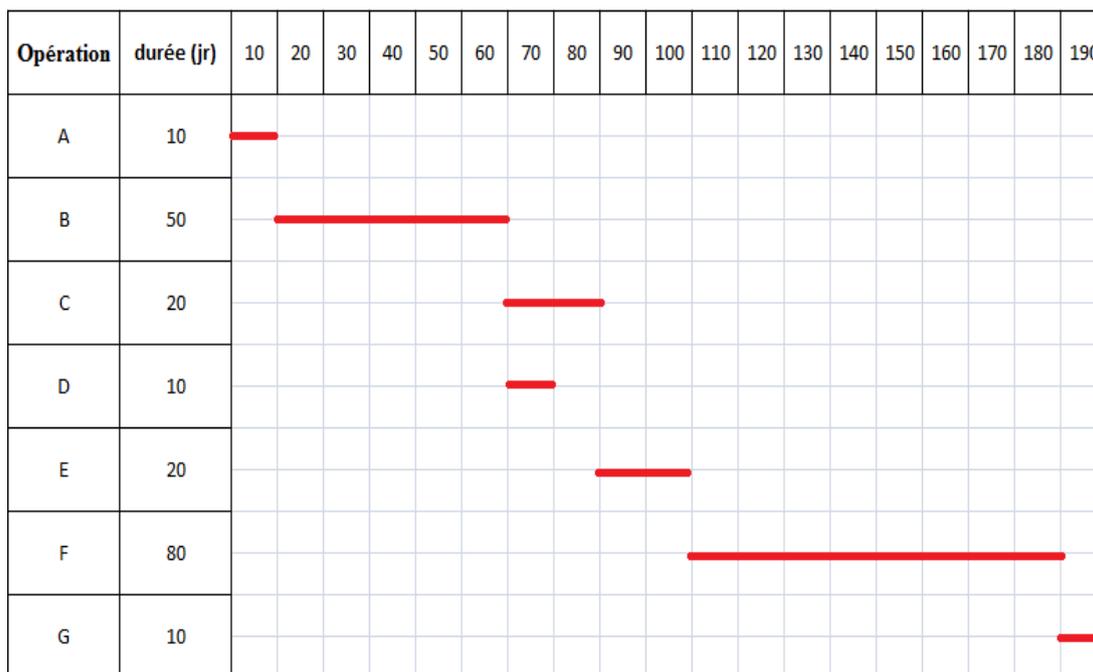


Figure.V 2 Diagramme de Gantt

La durée totale du projet d'aménagement Oued Boudjemaa est de **190 jr**

## **Chapitre V : Management de projet**

---

### **Conclusion**

Définir l'étendue de tous les travaux qui relèvent du chantier nous aide à conclure que le chantier doit être organisé avant de commencer les travaux. Il donne également des informations sur l'heure de fin. Les machines disponibles sur le site sont également définies par l'organisation du site, et la sélection finale des machines est basée sur les résultats d'une étude économique.

---

***Conclusion***

***Générale***

## Conclusion générale

---

### Conclusion générale

Une étude concrète de tout cours d'eau nécessite un maximum de données climatiques, hydrologiques et topographiques afin de faire une représentation la plus proche possible de l'état naturel de l'oued. Afin de pouvoir traiter l'aspect réel du problème d'inondation dans la zone concernée, et ainsi apporter des solutions mieux adaptées au contexte. Et aussi de prévenir différents scénarios d'événements soit en termes de phénomènes naturels, soit de mesures qui pourraient être envisagées ; ce que nous pourrions faire facilement, une fois tous les aspects représentés de manière détaillée, avec des simulations de l'écoulement à l'aide de différents outils informatiques et de différents logiciels.

Dans cette étude, on a pris conscience de la nécessité d'entretenir d'oued Boudjema qui traverse à la ville de ANNABA, Afin de prévenir les inondations et préserver leurs biens. En premier lieu, nous avons exposé la zone d'étude, Par la suite, on a calculé les débits de crue maximales à évacuer par ces cours d'eau. Afin d'opter pour l'aménagement approprié, nous avons réalisé une analyse technico-économique afin de sélectionner la variante qui correspond à notre objectif d'étude.

Enfin, après avoir effectué une analyse technico-économique, nous avons sélectionné une option de développement adaptée pour atteindre les objectifs de recherche. La variante choisie comprend un aménagement en gabion qui s'étendent sur une longueur de 8.6 des différents canaux secs. Le coût estimé de ce projet est de **207 911 862,00DA** et comme tout projet il nécessite un entretien et un suivi régulier pour assurer un service optimal et une durée de vie satisfaisante.

# Bibliographie

---

## Bibliographie

**Armando LANCASTRE.** HYDRAULIQUE générale : Edition EYROLLES, 61, Bld Saint Germain,1983.631P

**ARMONDO LENCASTRE.** (1996) Hydraulique Générale, édition Paris

**B.TOUAIBIA** manuel pratique d'hydrologie page 4,5,7,8 ; Mars 2004.

**DEGOUTTE Gérard,** Diagnostic, aménagement et gestion des rivières (2° Éd.)  
Hydraulique et morphologie fluviales appliquées.

**G.J. Arcement Jr. and V.R. Schneider:** Guide for Selecting Manning's Roughness Coefficients)

**LLAMAS José** Hydrologie générale principe et applications, 2eme édition, gaëten morin éditeur, 1998.

**MAOU Amel** Estimation des crues de référence pour les Plans de Prévention du Risque Inondation. Cas du bassin versant du Saf Saf, NE Algérie, mémoire de magistère université de Badji Mokhtar ANNABA ; 2011

**Règles parasismiques Algérienne** PRA 99/version 2003.

**Willi Hager et Anton J .Schleiss ,**Constructions hydrauliques, écoulements stationnaires, page 38

ANNEXS :

ANNEXS 1 : Table de  $\chi^2_{\gamma, \alpha}$  théorique.

$\gamma \backslash P$	0.9	0.5	0.3	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01	0.001
1	0.016	0.455	1.074	1.642	2.705	3.841	5.412	6.635	10.827
2	0.211	1.386	2.408	3.219	4.605	5.991	7.824	9.210	13.815
3	0.584	2.366	3.665	4.642	6.251	7.815	9.837	11.345	16.266
4	1.064	3.357	4.878	5.989	7.779	9.488	11.668	13.277	18.467
5	1.610	4.351	6.064	7.289	9.236	11.070	13.388	15.086	20.515
6	2.204	5.348	7.231	8.558	10.645	12.592	15.033	16.812	22.457
7	2.833	6.346	8.383	9.803	12.017	14.067	16.622	18.475	24.322
8	3.490	7.344	9.524	11.030	13.362	15.507	18.168	20.090	26.125
9	4.168	8.343	10.656	12.242	14.684	16.919	19.679	21.666	27.877
10	4.865	9.342	11.781	13.442	15.987	18.307	21.161	23.209	29.588
11	5.578	10.341	12.899	14.631	17.275	19.675	22.618	24.725	31.264
12	6.304	11.340	14.011	15.812	18.549	21.026	24.054	26.217	32.909
13	7.042	12.340	15.119	16.985	19.812	22.362	25.472	27.688	34.528
14	7.790	13.339	16.222	18.151	21.064	23.685	26.873	29.141	36.123
15	8.547	14.339	17.322	19.311	22.307	24.996	28.259	30.578	37.697
16	9.312	15.338	18.418	20.465	23.542	26.296	29.633	32.000	39.252
17	10.085	16.338	19.511	21.615	24.769	27.587	30.995	33.409	40.790
18	10.865	17.338	20.601	22.760	25.989	28.869	32.346	34.805	42.312
19	11.651	18.338	21.689	23.900	27.204	30.144	33.687	36.191	43.820
20	12.443	19.337	22.775	25.038	28.412	31.410	35.020	37.566	45.315
21	13.240	20.337	23.858	26.171	29.615	32.671	36.343	38.932	46.797
22	14.041	21.337	24.939	27.301	30.813	33.924	37.659	40.289	48.268
23	14.848	22.337	26.018	28.429	32.007	35.172	38.968	41.638	49.728
24	15.659	23.337	27.096	29.553	33.196	36.415	40.270	42.980	51.179
25	16.473	24.337	28.172	30.675	34.382	37.652	41.566	44.314	52.620
26	17.292	25.336	29.246	31.795	35.563	38.885	42.856	45.642	54.052
27	18.114	26.336	30.319	32.912	36.741	40.113	44.140	46.963	55.476
28	18.939	27.336	31.391	34.027	37.916	41.337	45.419	48.278	56.893
29	19.768	28.336	32.461	35.139	39.087	42.557	46.693	49.588	58.302
30	20.599	29.336	33.530	36.250	40.256	43.773	47.962	50.892	59.703

La table donne la probabilité  $\alpha$  pour que  $\chi^2$  égale ou dépasse une valeur donnée en fonction du nombre de degré de liberté  $\gamma$

**ANNEX 2 : Table des  
valeurs de coefficient de  
Manning.**

**Valeurs du coefficient n de Manning**

Nature des surfaces	Etats des parois			
	Parfait	Bon	Assez bon	Mauvais
<b>A) Canaux artificiels</b>				
Ciment lissé	0,01	0,011	0,012	0,013
Mortier de ciment	0,011	0,012	0,013	0,015
Aqueducs en bois raboté	0,01	0,012	0,013	0,014
Aqueducs en bois non raboté	0,011	0,013	0,014	0,015
Canaux revêtus de béton	0,012	0,014	0,016	0,018
Moëllons bruts	0,017	0,02	0,025	0,03
Pierres sèches	0,025	0,03	0,033	0,035
Moëllons dressés	0,013	0,014	0,015	0,017
Aqueducs métalliques à section demi-circulaire lisse	0,011	0,012	0,013	0,015
Aqueducs métalliques à section demi-circulaire plissée	0,0225	0,025	0,0275	0,030
Canaux en terre droits et uniformes	0,017	0,020	0,0225	0,025
Canaux avec pierres, lisses et uniformes	0,025	0,030	0,033	0,035
Canaux avec pierres, rugueux et irréguliers	0,035	0,040	0,045	-
Canaux en terre à larges méandres	0,0225	0,025	0,0275	0,030
Canaux en terre dragués	0,025	0,0275	0,030	0,033
Canaux à fond en terre, côtés avec pierres	0,028	0,030	0,033	0,035
<b>B) Cours d'eau naturels</b>				
1) Propres, rives en ligne droite	0,025	0,0275	0,030	0,033
2) Idem 1 avec quelques herbes et pierres	0,030	0,033	0,035	0,040
3) Avec méandres, avec quelques étangs et endroits peu profonds, propres	0,035	0,040	0,045	0,050
4) Idem 3, l'eau à l'étiage, pente et sections plus faibles	0,040	0,045	0,050	0,055
5) Idem 3, avec quelques herbes et pierres	0,033	0,035	0,040	0,045
6) Idem 4, avec pierres	0,045	0,050	0,055	0,060
7) Zones à eau coulant lentement avec herbes ou fosses très profondes	0,050	0,060	0,070	0,080
8) Zones avec beaucoup de mauvaises herbes	0,075	0,100	0,125	0,150