

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE-ARBAOUI Abdellah-

**DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE**

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

*En vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique*

### **THEME**

ÉTUDE DE PROTECTION DE LA COMMUNE DE ZERALDA CONTRE  
LES CRUES D'OUED BOUDAHLES (W. ALGER).

### **PRÉSENTÉ PAR:**

M<sup>lle</sup> Daïf Linda

### **Devant les membres du jury**

<b>Noms et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
M. A. HADJ SADOK	M.C.A	Président
M. S. TOUMI	M.C.B	Examineur
M. M. BOUZIANE	M.A.A	Examineur
M <sup>me</sup> D.DJOUDAR	M.C.B	Examinatrice
M. M.K.MIHOUBI	Professeur	Promoteur

Septembre2016

Septembre 2016

## Remerciements

*Je tiens à remercier vivement tous ceux qui m'ont apporté leur soutien pour l'élaboration de ce Projet de fin d'étude, particulièrement :*

*A mon promoteur Mr : MIHOUBI Mustapha Kamel de m'avoir enseigné tout le long de ma formation.*

*Je tiens à remercier Monsieur, HADJ SADOK Ahmed maitre de conférences à l'ENSH- Blida, d'avoir accepté de présider mon jury de soutenance.*

*Je tiens également à remercier les membres du jury, Messieurs, M. BOUKHELIFA, S. TOUMI et M. BOUZIANE de l'ENSH- Blida .*

*A tout le corps enseignant, l'administration et le personnel de L'ENSH. A tous ceux qui ont contribué de près ou de Loin à ma formation.*

*Je tiens aussi à remercier mes amis qui m'ont aidé pendant la réalisation du projet.*

DAÏF LINDA  
DAÏF LINDA

# DEDICACE

*Je dédie ce travail :*

*Avant tout à mes chers parents HASSIBA et SAÏD, Qui m'ont  
soutenu durant toutes ces années de formation.*

*A ma sœur MERJEM et son mari YACINE*

*A ma sœur FAÏZA , ainsi qu'à Mes frères : MOHAMMED  
GHILLESSE, ET HOCINE*

*A ma chère tante Kahina .*

*A toute la famille DAÏF,*

*AOUANOUK,*

*A tous mes amis sans exception et d'une façon spéciale à :*

*Hadjer, Asma , Baya , Amina , Sarah , Soumia , Khadidja et tous  
les étudiants de l' ENSH.*

DAÏF LINDA  
DAÏF LINDA

## ملخص :

قمنا في هذا العمل بانجاز دراسة واد بودهلس بمدينة زرالدة ولاية الجزائر وذلك من أجل حماية المنطقة من الفيضانات. هذه الدراسة تضمنت أربعة اجزاء أساسية أولا التعريف بمنطقة الدراسة ثم القيام بدراسة هيدرولوجية مفصلة للحوض من اجل تحديد كمية المياه المتوقعة متبوعة بنمذجة الواد في حالته الطبيعية من أجل الكشف عن المناطق المعرضة للخطر. وأخيرا قمنا بدراسة لتحديد أبعاد القناة التي يتم فيها جريان المياه مدعمة بدراسة تنظيمية لأعمال مواقع المشروع.

## Résumé :

Le présent mémoire porte sur une étude de protection contre les inondations de la ville de Zeralda wilaya d'Alger. Le but principal consiste en l'aménagement de l'oued Boudahles afin de protéger la zone.

Donc notre travail porte essentiellement sur quatre parties. Une présentation de la zone d'étude suivie par une étude hydrologique détaillée. Puis, une modélisation du cours d'eau existant est indispensable pour détecter les zones vulnérables. Sur la base d'une étude de variantes, notre choix s'est porté sur la variante de protection la plus adéquate au plan technico-économique appuyée par une étude d'organisation des travaux de chantiers du projet.

## Abstract :

This brief deals a study of protection against flooding in the city of Zeralda Algiers province. The principal aim consists of the construction of the Wadi Boudahles order to protect the area. So our work concentrates on four parts. A presentation of the study zone followed by a detailed hydrological study.

Then, modeling the existing watercourse is necessary for detecting vulnerable areas. On the basis of a study of variants, our choice was made on the alternative of more adequate protection to the technical-economic organization supported by a study of the project construction sites work.

# Sommaire

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

## Chapitre I : Généralités sur les inondations

I.1	Introduction .....	3
I.2	Les inondations .....	3
I.2.1	Définitions .....	3
I.2.2	Mécanisme des inondations .....	3
I.2.3	Caractérisation du phénomène.....	4
I.3	Éléments de base en hydrologie .....	4
I.3.1	Un territoire géographique bien défini : le bassin versant.....	4
I.3.2	Le lit majeur et le lit mineur .....	5
I.3.3	Un système vivant: la rivière .....	6
I.4	Les différents Types d'inondations .....	6
I.4.1	Les inondations de plaine .....	6
I.4.2	Les inondations par crues torrentielles .....	6
I.4.3	Les inondations par ruissellement, en secteur urbain ou rural .....	7
I.4.4	Les inondations par remontées de nappes phréatiques .....	7
I.4.5	Les inondations marines .....	8
I.5	Quelles méthodes de prévision des crues ? .....	8
I.6	Impacts des crues et inondation .....	9
I.7	Les inondations en Algérie .....	11
I.8	Effets des inondations sur la santé humaine .....	12

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

II.1	Introduction .....	18
II.2	But de l'étude .....	18
II.3	Données naturelles du site.....	18
II.3.1	Situation géographique .....	18
II.3.2	Localisation de l'oued Boudahles.....	19

II.3.3	Topographie et Relief .....	20
II.3.4	Etude géologique .....	21
II.4	Contexte naturel .....	22
II.4.1	Agriculture.....	22
II.4.2	Forêt.....	22
II.5	Contexte touristique .....	23
II.6	Urbanisation et population .....	23
II.7	Présentation du réseau d'assainissement.....	24
II.8	Données climatiques .....	24
II.8.1	Température.....	24
II.8.2	Humidité de l'air.....	25
II.8.3	Vitesse du vent.....	25
II.8.4	Pluviométrie.....	26

## **Chapitre III : Etude Hydrologique**

III.1	Introduction .....	30
III.2	Caractéristiques physiques du bassin versant.....	31
III.2.1	Définition du bassin versant .....	31
III.2.2	Morphométrie .....	31
III.2.2.1	La surface.....	31
III.2.2.2	Le périmètre .....	31
III.2.2.3	Caractéristiques de forme.....	32
III.2.3	Le relief.....	33
III.2.4	Le réseau hydrographique .....	39
III.2.4.1	La densité de drainage.....	40
III.2.4.2	La pente moyenne du cours d'eau principale .....	41
III.2.4.3	Le temps de concentration .....	41
III.2.4.4	Vitesse moyenne du ruissellement.....	43
III.3	Analyse des données pluviométriques .....	44
III.3.1	Présentation de la station pluviométrique et Pluie moyenne annuelle .....	44
III.3.2	Analyse statistique des Pluies maximales journalières.....	45
III.3.3	Choix de la loi d'ajustement.....	46
III.4	Pluies de courte durée .....	51

III.5	Les apports .....	55
III.5.1	Apports liquides.....	55
III.5.2	Evaluation des apports solides.....	59
III.6	Etude de crues .....	60
III.6.1	Différentes méthodes d'évaluation des crues .....	60
III.6.2	Application sur le bassin versant .....	61
III.6.3	Hydrogrammes des crues.....	64

## Chapitre IV : Calcul Hydraulique

IV.1	Introduction .....	70
IV.2	Les différents aménagements d'un cours d'eau .....	70
IV.3	Objectif de l'aménagement .....	71
IV.4	Débit de dimensionnement.....	71
IV.5	Généralités sur les écoulements .....	71
IV.5.1	Ecoulement à surface libre .....	71
IV.5.2	Canaux à ciel ouvert .....	71
IV.5.3	Différents types de Canaux On distingue deux catégories de canaux .....	71
IV.5.4	Types d'écoulements .....	73
IV.6	Dimensionnement des canaux .....	75
IV.6.1	V.7.1 Conditions de l'écoulement uniforme .....	75
IV.6.2	V.7.2 Formules de calcul .....	76
IV.7	Paramètres géométriques.....	78
IV.7.1	Choix de la section de meilleure conductivité.....	78
IV.7.2	VI.8.2 Calcul du rayon hydraulique maximal .....	78
IV.7.3	Calcul de la profondeur normale $h_n$ .....	79
IV.7.4	Calcul de la profondeur critique $h_{cr}$ .....	80
IV.7.5	Calcul de la pente critique .....	81
IV.7.6	Nombre de Froude .....	82
IV.8	Calcul de la ligne d'eau .....	82
IV.8.1	Equation de la ligne d'eau .....	82
IV.8.2	Différentes formes de courbe de remous .....	83
IV.8.3	Calcul du ressaut.....	85
IV.8.4	Calcul de la surface d'eau .....	87

IV.8.5	Définition Logiciel HEC-RAS .....	88
IV.8.6	Banque de données nécessaires à l'application du code de calcul HEC-RAS .....	88
IV.8.7	Simulation de l'Oued Boudahles à son état naturel.....	92

## **Chapitre V : Etude des variantes d'aménagement**

V.1	Introduction .....	96
V.2	Description de la situation et la cause des inondations .....	96
V.3	Les Points noirs .....	97
V.4	Variantes d'aménagement .....	99
V.5	Choix de la variante la plus crédible .....	99
V.6	Pente du lit projetée.....	101
V.7	Conception générale.....	101
V.8	Calcul hydraulique de la variante choisie.....	101
V.8.1	Caractéristiques hydrauliques des passages busés (tuyaux de section circulaire)...	103
V.9	Description de l'aménagement.....	104
V.9.1	Tronçon n° 1.1 .....	104
V.9.2	Tronçon n° 1.2 .....	106
V.9.3	Tronçon n° 1.3 .....	107
V.9.4	Tronçon n° 2.....	109
V.9.5	Tronçon n° 3 .....	110
V.9.6	Tronçon n° 4.1 .....	112
V.9.7	Tronçon n°4.2.....	114
V.10	Hauteur des murs .....	116
V.11	Simulation de l'écoulement avec HEC Ras de l'oued aménagé .....	117

## **Chapitre VI : Organisation de chantier**

VI.1	Introduction .....	121
VI.2	Installations du chantier .....	121
VI.2.1	Installations destinées au personnel.....	121
VI.2.2	Installations destinées au stockage des matériaux.....	121
VI.2.3	Installations destinées à la réparation des engins .....	122
VI.2.4	Installations pour la préfabrication .....	122

VI.3	Succession des opérations du chantier .....	122
VI.4	Technologie des principaux travaux .....	123
VI.5	Planification .....	123
VI.5.1	Définition.....	125
VI.5.2	Techniques de la planification.....	125
VI.5.3	Les étapes de la planification.....	128
VI.5.4	<i>Les paramètres de la méthode C.P.M</i> .....	128
VI.5.5	Elaboration du réseau selon la méthode CPM.....	129
VI.5.6	Détermination des chemins critiques.....	131

Conclusion générale

Référence

# LISTES DES FIGURES

## Chapitre I : Généralités sur les inondations

Figure I.1 : Délimitation du bassin versant.....	4
Figure I.2 : Les trois types de bassins versants.....	5
Figure I.3 : Lit mineur et lit majeur.....	6
Figure I.4 : Inondation plaine et crue torrentielle.....	7
Figure I.5 : Exemple d'une inondation par ruissellement.....	8
Figure I.6 : Exemple d'une inondation par remontée de la nappe.....	9
Figure I.7 : Exemple d'une inondation marine.....	9
Figure I.8 : Les impacts des inondations.....	11
Figure I.9 : Les inondations en Algérie.....	11

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

Figure II.1 : Photo Aérienne de la commune de Zeralda ( Google Earth , 2016 ).....	19
Figure II.2 : Plan de situation de l'oued Boudahles ( extrait de la carte topographique de Boufarik échelle 1/25000 ).....	20
Figure II.3 : La répartition mensuelle des précipitations en (mm).....	27

## Chapitre III : Etude hydrologique

Figure III.1 : Courbe hypsométrique du bassin versant.....	35
Figure III.2 : Plan altimétrique et réseau hydrographique du bassin versant .....	40
Figure III.3 : Tracé de la droite d'ajustement à la loi de Gumbel.....	49
Figure III.4 : Représentation graphique de l'ajustement à la loi Galton.....	50
Figure III.5 : Courbe intensité-durée-fréquence.....	54
Figure III.6 : Courbe pluie-durée-fréquence.....	54
Figure III.7 : Hydrogrammes des crues du SBV1.....	66
Figure III.8 : Hydrogrammes des crues du SBV2.....	67
Figure III.9 : Hydrogrammes des crues du SBV3.....	68

## Chapitre IV : Calcul Hydraulique

Figure IV.01 Vue en profil d'un canal naturel .....	71
Figure IV.02 Types d'écoulements .....	72
Figure IV.04 Schéma représentant les différents régimes d'écoulements .....	73
Figure IV.05 Canal à forme trapézoïdale .....	77
Figure IV.06 Relation entre le tirant d'eau et le débit normal . .....	78
Figure IV.07 Energie spécifique en fonction de la profondeur.....	80
Figure IV.08 Différentes formes de courbes de remous .....	83
Figure IV.09 Schéma d'un ressaut hydraulique .....	85
Figure IV.10 Typologie des ressauts .....	85

Figure IV.11 Fenêtre d'accueil du logiciel HEC-RAS .....	88
Figure IV.12 Définition du tracé de l'oued et des sections en travers .....	88
Figure IV.14 Définition de la crue et des conditions aux limites .....	89
Figure IV.14 Sections en travers de l'Oued n°3 .....	99
Figure IV.15 Profil en travers du tronçon en amont .....	90
Figure IV.16 Profil en travers du tronçon en aval ( n°8 ) .....	90

## **Chapitre V : Etude des variantes d'aménagement**

Figure V.1 Vue de l'état du cours d'eau de l'oued Boudahles en amont de la buse n°1.....	95
Figure V.2 Vue du passage busé n°2 de l'autoroute .....	96
Figure V.3 Regard de jonction de la DN1000 et de La DN1200, nouvellement réalisé. ....	97
Figure V.4 Rejet du collecteur Khelloufi 1 DN1200 .....	97
Figure V.5 Caractéristiques hydraulique avec Canal21 du tronçon 1.1 .....	104
Figure V.6 Type de la section de forme trapézoïdale du tronçon 1.1 .....	105
Figure V.7 Type de la section de forme rectangulaire du tronçon 1.3 .....	107
Figure V.8 Calcul de la ligne d'eau du tronçon 1.3 .....	108
Figure V.9 Type de la section de forme rectangulaire du tronçon 2 .....	109
Figure V.10 Type de la section de forme rectangulaire du tronçon 3 .....	110
Figure V.11 Calcul de la ligne d'eau du tronçon 3 .....	110
Figure V.12 Type de la section de forme rectangulaire du tronçon 4.1 .....	111
Figure V.13 Résultats des caractéristiques hydrauliques du tronçon 4.1 avec canal21 .....	112
Figure V.14 Calcul de la ligne d'eau du tronçon 4.1 .....	112
Figure V.15 Type de la section de forme trapézoïdale du tronçon 4.1 .....	113
Figure V.16 Résultats des caractéristiques hydrauliques du tronçon 4.2 avec canal21 .....	114
Figure V.17 Calcul de la ligne d'eau du tronçon 4.2 .....	115
Figure V.18 : profil de l'oued aménagé avec section trapézoïdale en béton.....	117
Figure V.19 : profil de l'oued aménagé avec section rectangulaire en béton.....	118
Figure V.1 Réseau à noeuds des travaux du projet .....	128

## **Chapitre VI : Organisation de chantier**

Figure VI.1 Réseau à noeuds des travaux du projet.....	130
Figure VI.02 diagramme de GANTT .....	132

# LISTE DES TABLEAUX

## Chapitre I : Généralités sur les inondations

Tableau. I.1 : Effets sanitaires des inondations .....	14
--	----

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

Tableau. II.1 : Estimation de la population pour des différents horizons de calcul .....	24
Tableau. II.2 : Températures mensuelles et annuelles (°C) .....	25
Tableau. II.3 : Température moyenne des deux périodes de l'année (°C) .....	25
Tableau II.4 : Humidité relative de l'air (%) (Période : 1998 - 2008) .....	25
Tableau II.5 : Vitesse du vent mensuelle et annuelle (m/s) (Période : 1998 - 2008) .....	26
Tableau II.6 : Caractéristiques du poste pluviométrique Mahelma Ferme .....	26

## Chapitre III : Etude Hydrologique

Tableau III.1 : Paramètres morphométries du bassin versant.....	33
Tableau III.2 : Hypsométrie du BV .....	34
Tableau III.3 : Les altitudes caractéristiques .....	35
Tableau III.4 : Indice de pente globale (Ig) .....	36
Tableau III.5 : Classe de relief .....	37
Tableau III.6 : calcul de la pente moyenne du bassin versant . .....	38
Tableau III.7 : caractéristiques des sous bassin versant .....	39
Tableau III.8 : Résultats de calcul du temps de concentrations .....	42
Tableau III.10 : Caractéristiques de la station pluviométrique de Mahelma Ferme .....	44
Tableau III.11: Série des pluies max journalières à la station de Mahelma Ferme .....	45
Tableau III.12 : Les paramètres statistiques de la série des pluies maximales journalières.....	46
Tableau III.13 : Résultats d'ajustement à la loi de Gumbel .....	47
Tableau III.14 : Résultat de l'ajustement à la loi de GALTON. ....	49
Tableau III.15 : Récapitulatif des pluies, intensités maximales de durée t (h) et de période de retour T (ans) .....	52
Tableau III.16 : Apports moyens interannuels selon les différentes méthodes .....	55
Tableau III.17 : Les caractéristiques de l'écoulement.....	57
Tableau III.18 : Les apports solides .....	58
Tableau III.19 : Valeurs de coefficient de ruissellement C .....	61
Tableau III.20 : Débits de crues au SBV n°1 .....	62
Tableau III.21 : Débits de crues au SBV n°2 .....	62
Tableau III.22 : Débits de crues au SBV n°3 .....	63
Tableau III.23 : Temps de montée et temps de décrue des 3 sous bassins versant .....	64
Tableau III.24 : Hydrogrammes des crues de différentes périodes de retour du SBV n°1.....	64

Tableau III.25 : Hydrogrammes des crues de différentes périodes de retour du SBV n°2..... 65

Tableau III.26 : Hydrogrammes des crues de différentes périodes de retour du SBV n°3 .....66

## **Chapitre IV : Calcul Hydraulique**

Tableau IV.01: Paramètres géométriques d'un canal à section trapézoïdale .....78

Tableau IV.02 Différentes formes de courbes de remous ..... 84

Tableau IV.03 Différents types de ressaut .....86

Tableau IV.04 Les résultats de la simulation de l'oued a l'état naturel ..... 91

## **Chapitre V : Etude des variantes d'aménagement**

Tableau V.1 Longueurs et pentes des tronçons .....100

Tableaux V.02 : Valeurs du coefficient de Manning pour différents matériaux .....101

Tableaux V.03 Caractéristiques hydrauliques du tronçon 1.1 .....104

Tableau V.4 calcul de la débitance de la première canalisation.....105

TableauV.5 calcul de la débitance de la deuxième canalisation .....106

TableauV.6 Caractéristiques Hydrauliques du tronçon 1.3 .....106

Tableau V.7 Caractéristiques Hydrauliques du tronçon 2 ..... 108

Tableau V.8 Caractéristiques Hydrauliques du tronçon 3 .....109

Tableau V.9 Caractéristiques Hydrauliques du tronçon 4.1 .....111

Tableau V.10 Caractéristiques Hydrauliques du tronçon 4.2 ... .....113

Tableau V11 calcul des Hauteurs des murs.....116

Tableau V.12 : Résultat de la simulation d'oued Boudahles aménagé .....118

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants : .....126

## **Chapitre VI : Organisation de chantier**

Tableau VI.1 : Détermination des volumes et du devis quantitatif et estimatif du projet .....124

Tableau VI.2 : les taches des travaux ..... 130

Tableau.VI.3 : Détermination des chemins critiques ..... 131

## **Liste des Planches :**

- **Planche 01** : Levé topographique d'oued Boudahles ( Zeralda w.Alger )
- **Planche 02** : Vue en plan du bassin hydrographique et découpage des sous bassins
- **Planche 03** : Position des profils en travers d'oued Boudahles ( Zeralda w.Alger )
- **Planche 04** : Profils en travers d'oued Boudahles ( Zeralda w.Alger )
- **Planche 05** : Vue en plan de l'aménagement choisi avec détails
- **Planche 06** : Planning d'exécution des travaux (GANTT)
- **Planche 07** : Profil au long d'oued Boudahles. Zeralda w.Alger ( divisé en 4 parties )

# **Introduction Générale**

## **Introduction générale**

L'inondation est le premier risque naturel dans le monde, ils sont responsables de plus de 60% de mortalité totale. Selon l'institut international de Stockholm (SIWI), pour la période 1996-2005, environ 80% des catastrophes naturelles étaient d'origine météorologique ou hydraulique. Les inondations peuvent se définir comme l'envahissement par l'eau de lieux terrestres habituellement émergés. Plusieurs causes et processus complexes aboutissent à ce phénomène, dont l'ampleur peut conduire à une catastrophe majeure.

Dans notre pays, les inondations causent de graves dégâts que ça soit matériels ou bien humains, ces dégâts sont causés par les changements climatiques et environnementaux d'une part, ainsi du manque d'aménagements hydrauliques et des protections contre les débordements des Oueds.

L'objectif de notre travail est de protéger la ville de Zeralda (W.Alger) contre les risques d'inondations de l'oued Boudahles. Ceci en essayant de déterminer les principales causes de cette dernière, et de traiter les moyens de protection contre ce phénomène par des aménagements et des ouvrages de protection adéquate.

Pour bien mener cette étude, nous allons axer ce travail sur six chapitres essentiels :

Chapitre I : Généralité sur les inondations.

Chapitre II : Présentation de la zone d'étude.

Chapitre III : Etude hydrologique.

Chapitre IV : Calcul hydraulique.

Chapitre V : Etude des variantes d'aménagement.

Chapitre VI : Organisation des travaux de chantier.

# **Chapitre I : Généralités sur les inondations**

## I.1 Introduction

L'inondation est un risque majeur aux conséquences humaines et matérielles extrêmement préjudiciables. Les inondations sont au premier rang des catastrophes naturelles dans le monde ainsi que dans notre pays.

## I.2 Les inondations (BRUNO, 2001), (BOURIER, 1991)

### I.2.1 Définitions

L'inondation est une submersion, rapide ou lente, d'une zone habituellement hors d'eau. Le risque d'inondation est la conséquence de deux composantes : *l'eau* qui peut sortir de son lit habituel d'écoulement et l'homme qui s'installe dans l'espace alluvial pour y implanter toutes sortes de construction, d'équipements et d'activités. Au sens large les inondations comprennent les débordements d'un cours d'eau, les remontées de nappes, les ruissellements résultant de fortes pluies d'orages, les inondations par rupture d'ouvrages de protection (brèche dans les digues), les inondations estuariennes résultant de la conjonction de fortes marées, de situations dépressionnaires et de la crue des fleuves.

Une crue se définit par différentes critères : sa genèse, sa durée, sa fréquence, son débit de pointe ainsi que son volume.

### I.2.2 Mécanisme des inondations

#### **Quels sont les facteurs physiques qui influencent les inondations ?**

- Le régime des pluies,
- Le relief,
- La taille du bassin versant,
- L'état des sols,

#### **Quels sont les facteurs aggravants du risque d'inondation ?**

- L'urbanisation et l'implantation d'activités dans les zones inondables,
- La diminution des champs d'expansion des crues,
- L'aménagement parfois hasardeux des cours d'eau,
- La formation et la rupture d'embâcles,
- La défaillance des dispositifs de protection,
- L'utilisation ou l'occupation des sols sur les pentes des bassins versants.

### I.2.3 Caractérisation du phénomène

- La crue correspond à une augmentation rapide et temporaire du débit d'un cours d'eau.
- Elle est décrite par quatre paramètres : Le débit, la hauteur d'eau, la vitesse et la durée.

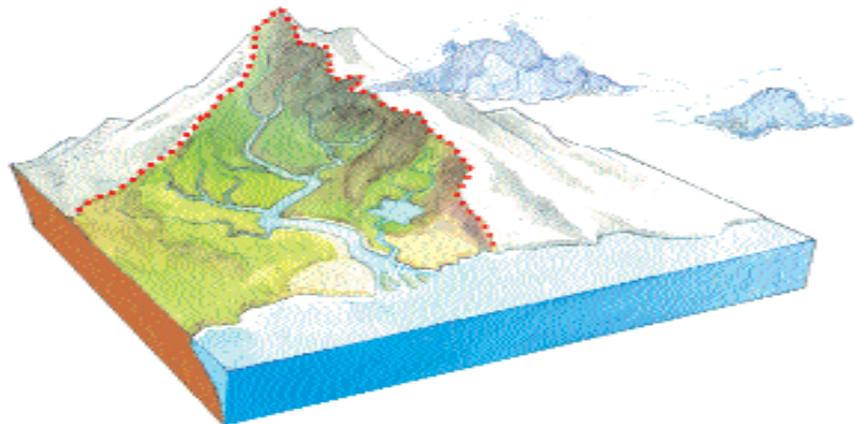
En fonction du débit, la crue peut être contenue dans le lit mineur ou déborder dans le lit moyen ou le lit majeur, On parle alors d'inondation.

## I.3 Éléments de base en hydrologie (Vinet, juin 2010)

### I.3.1 Un territoire géographique bien défini : le bassin versant

Un bassin versant est un territoire délimité par des frontières naturelles appelées "lignes de partage des eaux" ou "lignes de crêtes". Chaque bassin versant draine un cours d'eau principal souvent accompagné de plusieurs affluents. Ainsi, chaque goutte de pluie qui tombe sur ce territoire va rejoindre la rivière soit par écoulement de surface, soit par circulation souterraine après infiltration dans le sol.

Le bassin versant (Figure I.1) Correspond donc à la surface d'alimentation d'un cours d'eau.



**Figure. I.1 : Délimitation du bassin versant (Vinet, juin 2010)**

La délimitation d'un bassin versant est difficile à mettre en œuvre. En effet, il faut tenir compte des écoulements de surface mais également des écoulements souterrains (Fig. I.1). On distingue trois types des bassins versants :

- Le **bassin versant topographique** : est déterminé par les écoulements de surface.

Par conséquent, les frontières de ce bassin versant sont les lignes de partage des eaux.

Cependant, selon la géologie du terrain, il se peut que des eaux, qui en surface semblent rejoindre un bassin versant voisin, s'infiltrent et reviennent alimenter le bassin versant initial (présence d'une couche imperméable).

- On parle alors d'un **bassin versant hydrogéologique** dont les limites sont les structures géologiques imperméables.
- Le bassin versant réel ou **bassin versant hydrologique** : est donc la somme de ces deux bassins versants (topographique + hydrogéologique).

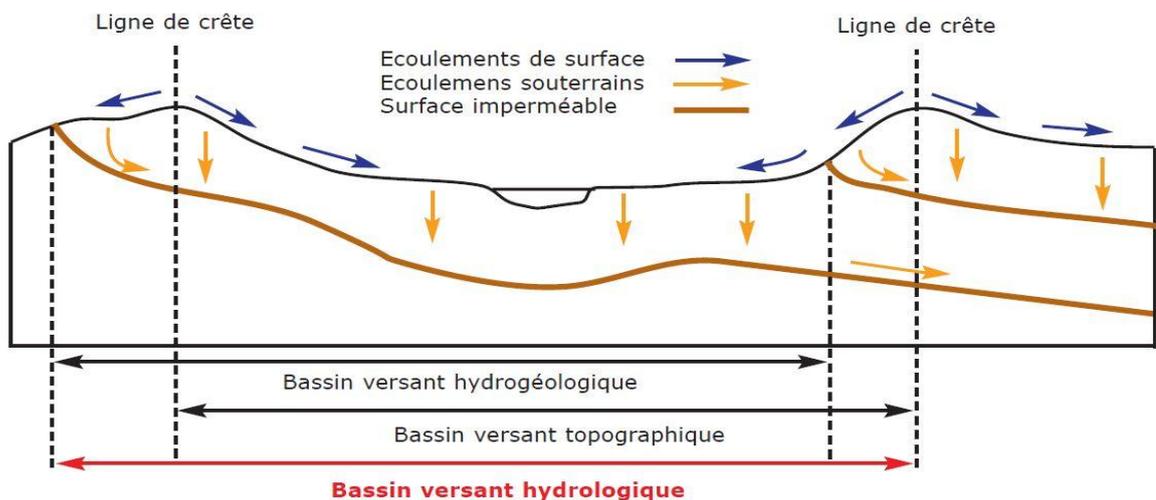


Fig. I.2 : Les trois types de bassins versants (Vinet, juin 2010)

### I.3.2 Le lit majeur et le lit mineur

Le **lit mineur** est l'espace limité par les berges et parcouru par les débits non débordants. Par opposition, le **lit majeur** (ou zone d'expansion de crue, ou zone inondable) est l'espace occupé par les eaux débordantes. Il est défini comme l'espace situé entre le lit mineur et la limite de la plus grande crue connue (ou crue historique), (Fig. I. 3).



Fig. I.3 : Lit mineur et lit majeur (Vinet, juin 2010)

### I.3.3 Un système vivant: la rivière

D'une manière générale, chaque cours d'eau (la rivière principale et ses affluents) va collecter les eaux de pluies tombées sur le territoire du bassin versant. Lorsque les pluies sont abondantes et/ou durables, les volumes d'eau arrivant dans la rivière sont plus importants ce qui entraîne l'augmentation de son **débit**, l'accélération de la vitesse d'écoulement et/ou l'augmentation de la hauteur de la lame d'eau au point considéré.

### I.4 Les différents Types d'inondations

Il est classique de distinguer au moins cinq types d'inondation :

#### I.4.1 Les inondations de plaine

Les crues de plaines surviennent à la suite d'épisodes pluvieux océaniques prolongés mais d'intensités modérées, s'abattant sur des sols où le ruissellement est long à déclencher, sur des bassins versants moyens à grands. Le cours d'eau sort de son lit ordinaire pour occuper son lit majeur et l'inondation est caractérisée par une montée lente des eaux. la durée de submersion peut atteindre plusieurs jours à quelques semaines (Bruno, 2006)

#### I.4.2 Les inondations par crues torrentielles

Les crues torrentielles sont des phénomènes brusques et violents résultant d'épisodes pluvieux intenses et localisés, du type d'orages convectifs. Si la vitesse de montée des eaux est extrêmement rapide, la décrue l'est moins. On parle aussi de crues éclaires pour désigner des crues torrentielles survenant sur des très petits bassins versants et se formant en quelque heures.



**Figure I.4:** Inondation plaine et crue torrentielle (Vinet, juin 2010)

### **I.4.3 Les inondations par ruissellement, en secteur urbain ou rural**

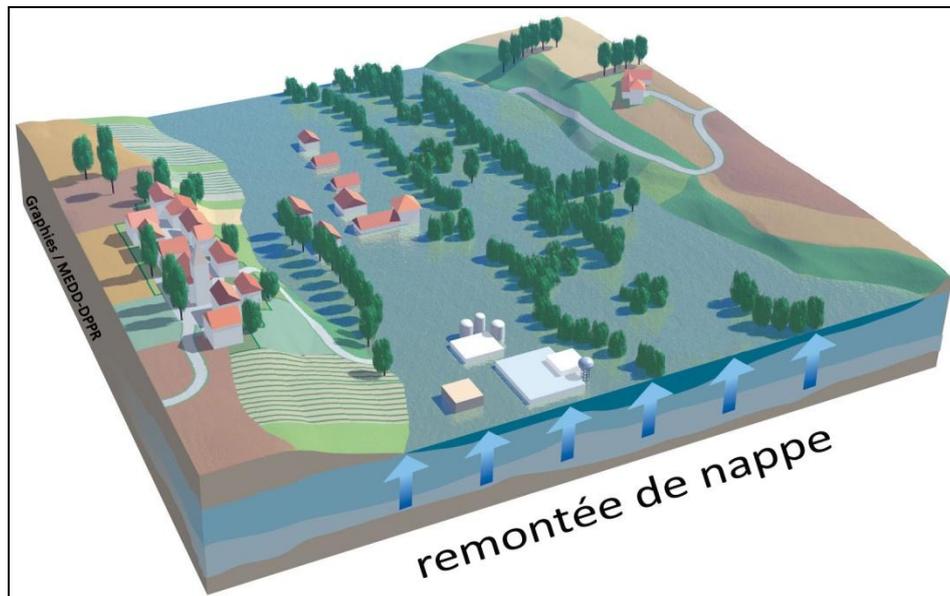
Les inondations par ruissellement recouvrent des phénomènes physiques différents selon qu'elles se produisent en milieu rural ou urbain. Mais ces phénomènes se caractérisent par leur soudaineté et leur courte durée, ce qui les rend peu prévisibles et difficilement maitrisable en période de crise. Il s'agit enfin de phénomènes très locaux, intéressant les petits bassins versant.



**Figure I.5:** Exemple d'une inondation par ruissellement ( Google , 2016 )

### **I.4.4 Les inondations par remontées de nappes phréatiques**

Lorsque le sol est saturé d'eau, il arrive que la nappe affleure et qu'une inondation spontanée se produise. Ce phénomène concerne particulièrement les terrains bas ou mal drainés.



**Figure I.6 :** Exemple d'une inondation par remontée de la nappe (Google, 2016)

#### I.4.5 Les inondations marines

La submersion marine est une inondation de la zone côtière par la mer. Celle-ci se produit suite à des événements météorologiques majeurs comme des vents violents, fortes houles et/ou en cas de tempêtes. L'altitude des zones côtières par rapport au niveau de la mer est donc un enjeu majeur dans la définition des zones à risques.



**Figure I.7:** Exemple d'une inondation marine (Google, 2016 )

#### I.5 Quelles méthodes de prévision des crues ?

La crue est un phénomène naturel mais dans certains cas prévisible. La plupart des pays industrialisés se sont dotés de systèmes d'alerte précoce. La situation est plus variable dans les pays en développement. Ces services collectent l'ensemble des données météorologiques et hydrologiques acquises sur différents bassins versants précipitations, hauteur et débit de l'eau grâce à des réseaux de capteurs et de radars. Ces données sont intégrées ensuite dans des modèles de prévision reproduisant l'écoulement des eaux. Ces modèles tiennent compte des caractéristiques du cours d'eau telles que la profondeur, la largeur, les pentes du lit, et celles du bassin versant : taille, relief, nature des sols et couvert végétal. Cette simulation permet de suivre en temps quasi réel l'évolution du système hydrologique. Lorsque certains seuils hydrologiques et météorologiques sont dépassés, les services de prévision des crues informent le préfet, qui, lui-même, alerte les maires des communes concernées et les services de sécurité civile.

Ce système fonctionne relativement convenablement pour les crues lentes des plaines et celles de nappe: il permet de les anticiper de quelques heures, suffisantes pour l'évacuation éventuelle des populations situées dans les zones les plus exposées. En revanche, il est loin d'être aussi efficace pour les crues torrentielles en raison de la brièveté du délai entre la pluie génératrice de la crue et le débordement. Pour de telles crues, la délimitation des zones inondables est la première démarche pour une protection des populations.

## **I.6 Impacts des crues et inondation**

Il existe plusieurs effets néfastes causés par l'inondation, leurs classements s'opèrent en fonction du type d'endommagement, du processus ou mode d'endommagement, de la relation directe ou indirecte entre l'inondation et le dommage (Patrick, Aout 2011)

DOMMAGE DUS AUX INONDATIONS

Pertes tangibles directes

Pertes tangibles indirectes

Pertes humaines et autres pertes matérielles

- Primaires**
- Dommmages aux :
- Immeubles
  - Contenu des immeubles
  - Infrastructures (route, pont...)
  - Culture et bétails

- Perte ou perturbation dans :
- La production agricole
  - La production industrielle
  - Les communications (rail, routes...)
  - Les services de santé et d'éducation
  - Les services d'utilité publique (eau, électricité...)

- Perte en vies humaines
- Blessure physiques
- Perte patrimoniales et archéologiques

- Secondaires**
- Incendies causés par des inondations
  - Destruction des cultures par des invasions d'eau salée
  - Réduction des rendements
  - Coupure d'électricité et endommagement des appareils

- Perte de valeur dans l'industrie
- Difficultés de circulation, perturbation dues aux difficultés de déplacement de la main-d'œuvre
- Pénurie de nourriture et autres besoins essentiels
- Contamination de l'eau potable
- Augmentation du cout des services d'urgence
- Perte de revenus
- Cout accru du logement

- Augmentation du stress
- Traumatisme physique et psychologique
- Augmentation des suicides
- Augmentation des maladies liées à l'eau
- Augmentation de la morbidité
- Augmentation des soins médicaux
- Augmentation de la mortalité

- Tertiaire**
- Accélération de la dégradation des biens mobiliers et immobiliers
  - Putréfaction (bois), excès d'humidité
  - Fragilisation des structures en cas de nouvelle inondation

- Faillite de certaines entreprises
- Diminution des exportations
- Réduction du produit national brut

- Sans- abris
- Perte des moyens de subsistance
- Perte des biens personnels non assurés
- Familles brisées
- Rupture du lien social
- Disparition de certaines communautés

Figure I.8: les impacts des inondations

### I.7 Les inondations en Algérie (B.TOUAIBIA, 2014)

Comme beaucoup d'autres pays du monde, l'Algérie a connu plusieurs inondations dévastatrices. Si par le passé, ces inondations étaient surtout connues suite aux débordements des grands cours d'eau dans les grandes plaines agricoles, depuis une vingtaine d'années, elles ont surtout touché les grandes villes et centres urbains (Alger 2001, 2007 ; Bejaia 2012), où elles ont engendré de nombreuses pertes en vies humaines et des dégâts matériels considérables. L'examen des événements catastrophiques survenus dans notre pays montre que sur l'ensemble des bassins versants algériens, des superficies importantes de terres agricoles, des plaines et des agglomérations sont fréquemment envahies par la furie des eaux des oueds en crue.

On peut rappeler, à titre d'exemple, les crues de Bab El Oued de novembre 2001, une inondation qui a fait près de 800 victimes; ou celles de l'automne 2008, qui ont fait de dizaines de victimes notamment à Ghardaïa, AinDefla, Batna et Bechar; ou encore celles de 2012 qui ont touché le nord-est et le nord-ouest de l'Algérie.

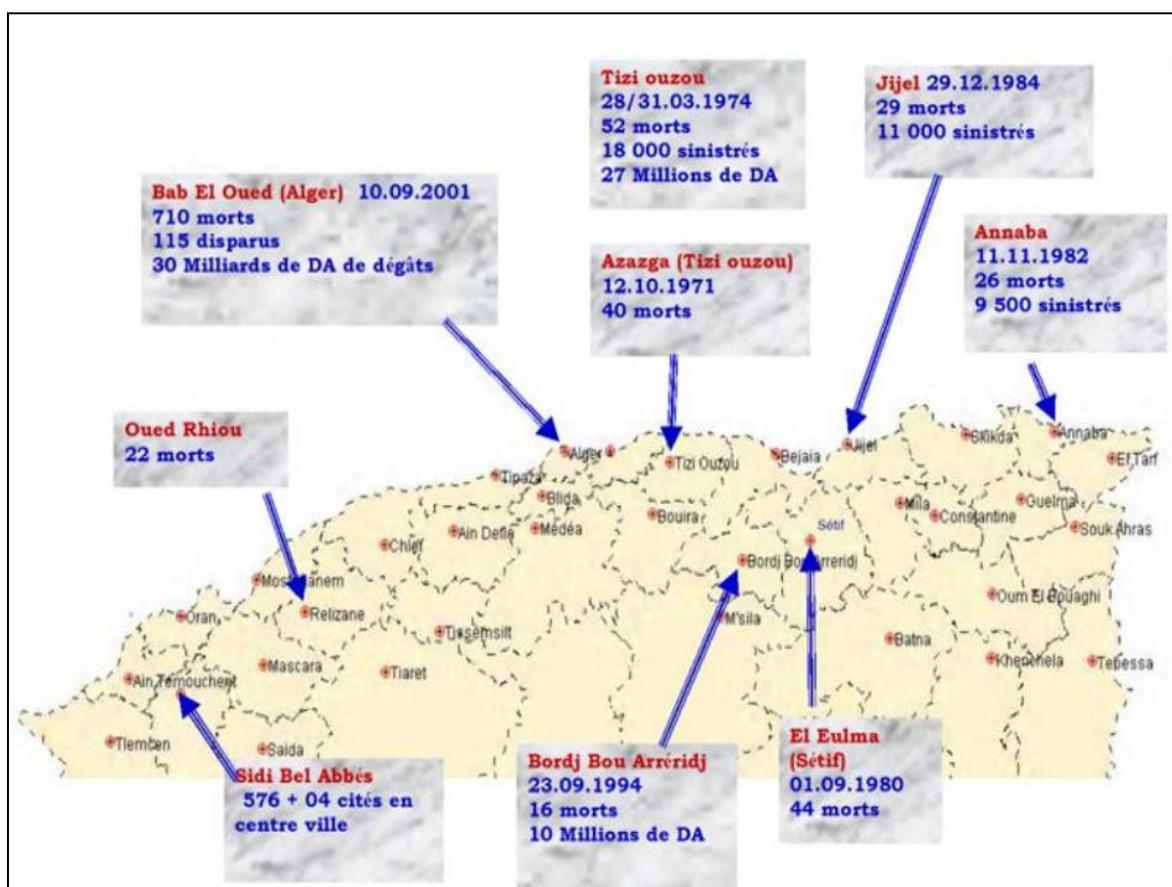


Figure I.9 : Les inondations en Algérie (B.TOUAIBIA, 2014)

Après ces inondations meurtrières, de nombreux ouvrages de protection ont été réalisés et récemment, le Ministère des Ressources en Eau a lancé des études pour faire un inventaire des zones inondables, étudier l'intensité des phénomènes, calculer des paramètres explicatifs des causes et de leurs conséquences et faire une cartographie des zones à très haut risque.

D'après le recensement effectué par les services de la protection civile, une commune sur trois est susceptible d'être inondée partiellement ou en totalité.

## **I.8 Effets des inondations sur la santé humaine (Vinet, juin 2010)**

Les effets sanitaires se répartissent en trois catégories, selon le moment où ils surviennent :

- ✓ Effets survenant durant ou immédiatement après l'inondation ;
- ✓ Effets se développant dans les jours voire les premières semaines suivant l'inondation ;
- ✓ Effets à plus long terme, susceptibles d'apparaître après des mois ou des années et/ou durer des mois voire des années.

Toutes ces catégories peuvent se subdiviser en effets directs et indirects sur la santé. Le tableau ci-dessous résume ses effets sur la santé humaine.

**Tableau. I.1** : Effets sanitaires des inondations (Vinet, juin 2010)

Effets directs	
Causes	Conséquences pour la santé
Rapidité d'écoulement des eaux, caractéristiques topographiques, absence d'alerte préalable, hauteur atteinte par des eaux, glissements de terrain, comportements à risque, eaux s'écoulant rapidement et charriant des blocs de pierre et des arbres	Noyade, blessures
Contact avec l'eau	Maladies respiratoires, hypothermie, arrêt Cardiaque
Contact avec des eaux polluées	Blessures infectées, dermatites, conjonctivites, maladies gastro-intestinales, infections ORL, maladies graves d'origine hydrique
Augmentation du stress physique et émotionnel	Risque accru de troubles psychosociaux et d'incidents cardiovasculaires
Effets indirects	
Causes	Conséquences pour la santé
Dégâts subis par les systèmes d'approvisionnement en eau, les systèmes d'épuration et le réseau d'égouts, approvisionnement insuffisant en eau potable, approvisionnement insuffisant en eau pour la toilette	Éventuelles infections d'origine hydrique (E. coli entéro-pathogène, Shigella, hépatite A, leptospirose, giardias, campylobactériose), dermatites, conjonctivites
Perturbation dans les systèmes de transport	Pénurie d'aliments, gêne pour les secours d'urgence
Dommages causés aux conduites souterraines, aux réservoirs de stockage, inondations de sites	Effets potentiels aigus ou chroniques dus à

abritant des déchets toxiques, produits chimiques et des réservoirs contenant du pétrole.	une pollution chimique
Eaux stagnantes, expansion des habitats des vecteurs de maladie	Maladies transmises par vecteurs
Migration des rongeurs	Éventuelles maladies transmises par les rongeurs
Désorganisation des réseaux sociaux ; pertes des biens, de l'emploi et d'êtres chers (membres de la famille et amis)	Éventuels troubles psychosociaux
Activités de nettoyage après l'inondation	Électrocution, blessures, lacérations, perforations
Destruction des produits alimentaires de base	Pénurie alimentaire

Les effets des inondations ne se limitent pas aux dommages matériels et humains directs ou indirects à la suite des épidémies provoquées par le manque d'eau potable. Les eaux de ruissellement rapides entraînent l'érosion du sol ainsi que des problèmes de dépôts de sédiments. Lorsqu'elles se prolongent, les inondations retardent la circulation, endommagent les systèmes de drainage et compromettent les pratiques agricoles.

**Conclusion :**

Une crue est un niveau inhabituel observé dans un cours d'eau, qui peut causer des dommages importants dans les régions avoisinantes. Les crues varient spatialement et temporairement dans leur intensité et sont souvent caractérisées par leur débit de pointe et leur hydro gramme. Ces derniers sont dus à plusieurs facteurs.

En premier lieu, la quantité, l'intensité et l'extension spatiale de l'averse génératrice. En deuxième lieu, les propriétés physio-graphiques tels que la taille, la forme, les pentes et l'orientation du bassin exerçant une large influence. En plus l'intervention humaine et les changements naturels des caractéristiques du bassin augmentant la complexité du problème.

Les techniques utilisées pour la détermination des crues dépendent pour une grande part des données disponibles.

L'inondation est particulièrement préoccupante lorsqu'elle se produit en zone urbanisée et peuplée. Dans ce cas, une étude de protection contre les crues et les inondations doit être menée minutieusement pour une meilleure anticipation contre ce phénomène dévastateur.

## **Chapitre II : Présentation de la zone d'étude**

## II.1 Introduction

Les risques d'inondations sont dus à l'interaction complexe de plusieurs composantes. C'est le produit de la concomitance de facteurs topographiques, géologiques, hydrologiques et météorologiques.

L'examen des événements catastrophiques survenus dans notre pays montre que sur l'ensemble des bassins versants algériens, des superficies importantes de terres agricoles, des plaines et des agglomérations sont fréquemment envahi par la furie des eaux des oueds en crue.

Pour bien mener notre étude, la présentation du lieu de l'étude est importante car elle nous renseigne sur le terrain du point de vue topographique, géologique, hydrogéologique... et du point de vue climatique sans oublier la démographie et le développement urbain. Ainsi la présentation de l'agglomération est un volet important pour le futur choix d'aménagement hydraulique.

## II.2 But de l'étude

L'étude a pour objectif la protection de la commune de Zéralda contre les crues de oued Boudahles .

## II.3 Données naturelles du site

### II.3.1 Situation géographique

La ville de Zéralda se situe à trentaine de kilomètres sur la côte Ouest d'Alger et fait partie d'une des nombreuses circonscriptions administratives que compte la wilaya d'Alger.

Elle est comprise entre les coordonnées Lambert suivantes :

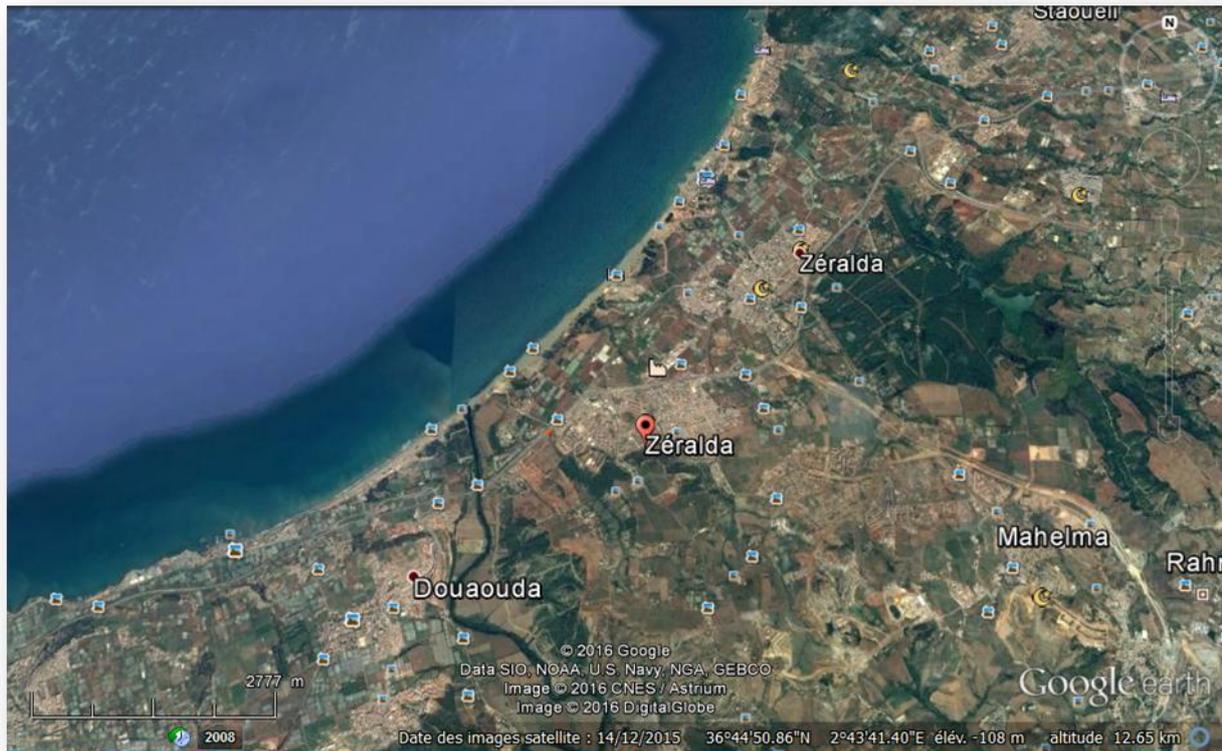
X varie entre 483m et 496m

Y varie entre 4058m et 4065m

Sur une altitude variant entre 0 et 200 mètres

Elle s'étend sur une superficie de plus de 31 Km<sup>2</sup>, elle est délimitée :

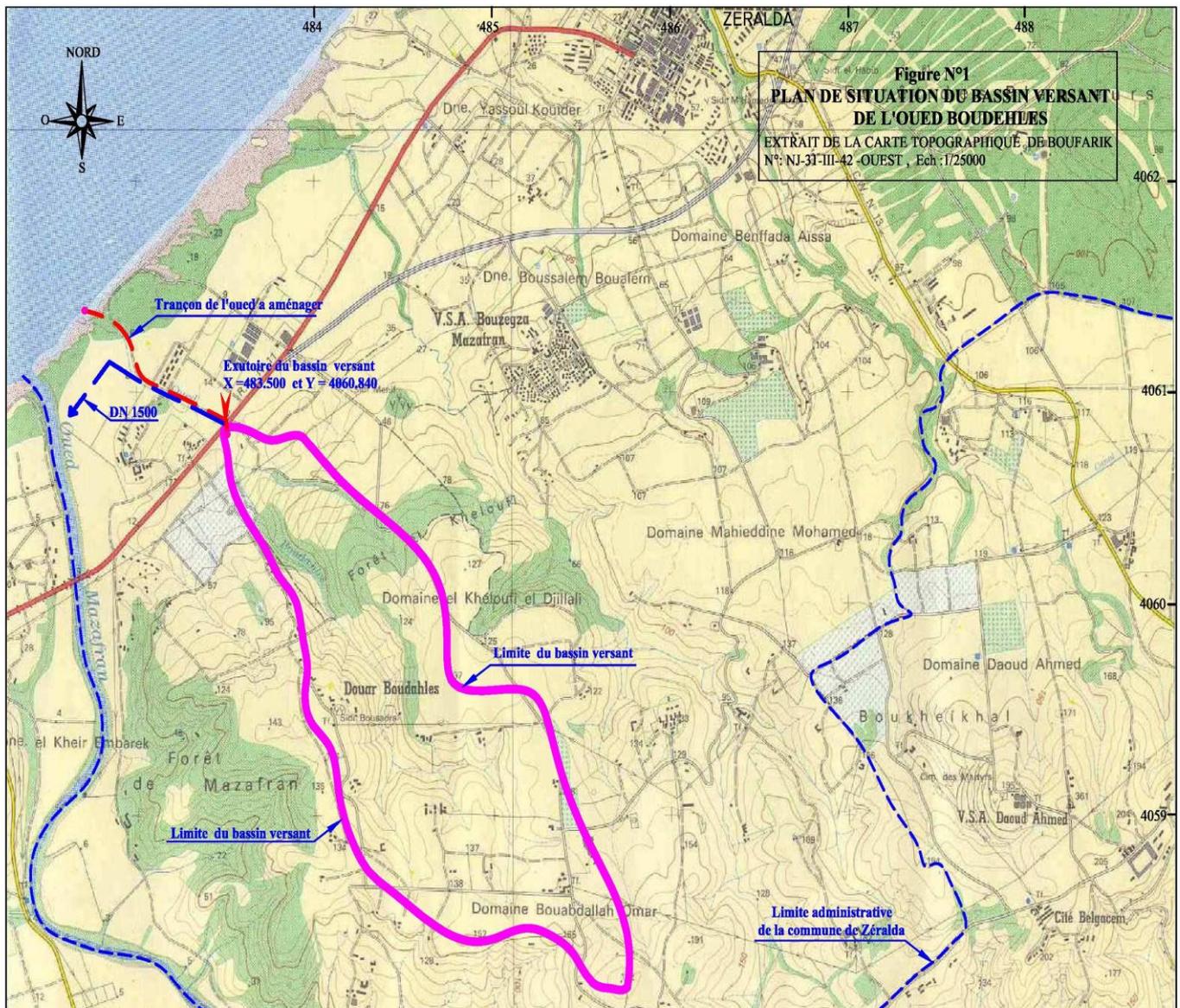
- Au Nord, par la mer Méditerranée.
- A l'Ouest, par la commune de Douaouda.
- Au Sud et Sud-Est, par la commune de Mahelma.
- A l'Est, par les communes de Staouéli et Souidania.



**Figure II.1 :** Photo Aérienne de la commune de Zéralda ( Google Earth , 2016 )

### II.3.2 Localisation de l'oued Boudahles

L'oued Boudahles est situé au Sud-Ouest de la ville de Zéralda, entre l'oued Mazafran et la forêt de Mazafran (à l'Ouest) et l'oued Sidi Ménif (à l'Est). Il prend naissance au lieu dit domaine Bouabdallah Omar, le cours d'eau est à l'état naturel jusqu'au niveau du passage busé de l'autoroute, de la RN11 le cours d'eau a été canalisé au moyen d'une conduite DN 1200.



**Figure II.2 : Plan de situation de l'oued Boudahles ( extrait de la carte topographique de Boufarik échelle 1/25000 )**

### II.3.3 Topographie et Relief

La commune fait partie de l'anticlinal du sahel d'Alger qui déploie au Nord et au Nord-Ouest un relief étagé en escaliers et dont la continuité s'étend vers la mer. Par contre, au Sud du Sahel, le relief est plutôt mamelonné. A ce titre, la ville de Zéralda est séparée de la plaine de la Mitidja par une ride dénommée Sahel dont l'altitude moyenne varie entre 200 et 250 m.

Ce Sahel algérois est une petite chaîne de collines littorales, de quelques kilomètres de large sur une cinquantaine en longueur, qui s'étend depuis le massif de Bouzaréah dominant Alger (il culmine à 407 m) à l'Est, jusqu'à l'oued Nador, dont le mont Chenoua s'en trouve le point culminant.

**a. La plaine de la Mitidja :**

La plaine de Mitidja à une superficie de 136.000 ha. Cette plaine s'allonge d'Est en Ouest sur une centaine de kilomètre. Sa largeur varie de 5 à 20 km. Elle est divisée en deux unités physiques du point de vue relief :

- Mitidja Est: elle est traversée par les oueds d'El Harrach, Hamiz, Réghaia, et Boudouaou;
- Mitidja Ouest: elle est traversée par le Oued Mazafran et ses principaux affluents (Oueds djebel, Bouroumi et chiffa).

**b. Le Sahel Algérois :**

Ce bourrelet anticlinal d'environ 60.000 ha (DRE Alger ,2012) réparti entre les wilayas d'Alger et de Tipaza, est une formation étroite de pentes plaines littorales, plateaux, canines et coteaux agricoles et/ou forestiers. Logeant le rivage méditerranéen sur environ 80 km il s'étend sur une largeur de 8 à 10 km.

Du point de vue relief, le sahel est un ensemble de collines de faible altitude dont le point plus élevé culmine à 407 m, dans le massif de Bouzaréah. Sur toute sa longueur, il est traversé par un ensemble de cours d'eau on distingue :

- Le Sahel de Koléa à l' Ouest, compris entre deux Oueds Nador et Mazafran.
- Le sahel d'Alger à l'Est. Compris entre les Oueds Mazafran et Oued Et Harrach englobant le massif de Bouzaréah

**II.3.4 Situation géologique****a. Cadre général**

La commune de Zéralda fait partie intégrante de la carte géologique de Koléa au 1/50.000<sup>e</sup>. Elle comprend une bonne partie des collines tertiaires du Sahel et presque toute la région centrale de la plaine de la Mitidja. Le Sahel en général (côté Est et Ouest du Mazafran) est une succession de collines modelées dans les marnes plaisanciennes, avec des pentes de 5 à 30%, le relief s'abaissant progressivement au sud vers la plaine de la Mitidja. La topographie résulte d'une tectonique post-astienne, à l'origine d'un soulèvement de la chaîne de l'Atlas, de la formation de l'anticlinal du Sahel et de la dépression de la Mitidja. De ce fait, le pendage des strates des marnes plaisanciennes est pratiquement conforme à la pente du terrain.

Le Sahel est partagé par la coupure du Mazafran en deux tronçons : le plus important à l'Est, est communément désigné sous le nom de Sahel d'Alger , sa partie centrale est principalement argileuse avec couronnement de sables, grès et graviers ; la lisière plus étroite qui s'étend à l'Ouest, est dénommée Sahel de Koléa. Les roches siliceuses comme les sables et grès règnent presque sur le plateau de Koléa. Les marnes et calcaires dominent sur le versant de la plaine. (DRE Alger. 2012, Etude géologique et géotechnique)

**b. Cadre régional**

Le périmètre d'étude de l'Agglomération de Zeralda fait partie du Sahel occidental d'Alger qui est un bourrelet côtier formé par un ensemble de croupes comprises entre 50 et 200m d' Altitude s'étendant sur une distance de 70 Km environ.

Le Sahel d'Alger est un anticlinal formé -au cours de la phase orogénique post astienne. Il est constitué essentiellement 'par des dépôts néogènes (Pliocène marin, Quaternaire marin).

D'après les études géotechniques élaborées, La nature du sol est constituée essentiellement par des argiles plastiques brunâtres à gris noirâtres ; posées sur des sables argileux. (DRE Alger. 2012, Etude géologique et géotechniques)

### **II.3.5 Etude Géotechnique :**

La visite de oued Boudahles nous a permis de mettre en évidence les grès de Zeralda qui affleurent en plein lit, comme cité précédemment dans la partie géologique , en amont de l'autoroute.

Ces grès jouxtent le mur d'enceinte d'une caserne de la gendarmerie en rive droite. Cependant , vers l'aval , ces grès disparaissent sous les limons sableux bruns constituant les terres agricoles de la région.

Sous l'autoroute l'oued a été canalisé par deux buses de diamètre 1400mm et qui se poursuivent sous la RN11 par deux buses de diamètre 1500mm.

L'oued Boudahles doit être canalisé par un autre ouvrage autre que les buses déjà mises en place et prévoir des valeurs de l'angles de frottement interne compris entre 5 et 15° et une cohésion C entre 0,2 et 0,6 bar , ce qui est caractéristiques des limonx sableux.

### **II.3.6 Géomorphologie de l'Oued**

L'oued Boudahles a une direction d'écoulement Sud Sud Est - Nord Nord Ouest et se déverse dans la mer à l'embouchure d'oued Mazafran. Il prend naissance au niveau de la charnière du bombement du sahel, traverse une multitude de terrains de nature diverse, à l'exemple des grès coquillers et poudingues avant l'autoroute, jouxtant le mur de caserne de Gendarmerie. Ils forment des rives naturelles, érodées par les eaux de crues et affleurant au milieu de l'oued. Juste en aval de l'autoroute, le faciès change pour passer aux limons sableux ou inversement, avec des rives pratiquement inexistantes et un lit étroit pouvant permettre le passage d'un faible débit.

En l'aval de l'autoroute, le lit de l'oued Boudahles se réduit considérablement jusqu'à ne plus avoir de rives apparentes. La lithologie change pour devenir limono-sableuse jusqu'à l'embouchure .

## **II.4 Contexte naturel**

### **II.4.1 Agriculture**

Sur le plan agricole, Zéralda représente l'une des régions les plus importantes qualitativement de tout le territoire national. 1584 Ha représente la surface agricole communale soit 50 % de la surface totale de la commune, le SAU (surface agricole utile) est de 452 Ha irriguée.

### **II.4.2 Forêt**

La superficie occupée par les forêts représente 248,50 Ha, elle ne concerne que celle qui est accessibles au public et en dehors de ceux des zones d'extension touristique ( ZET ) ou de la forêt des planteurs, ces forêts se situent particulièrement dans la partie sud de la commune.

## II.5 Contexte touristique

La zone d'expansion touristique de la commune de Zéralda est constituée de toute la bande côtière communale avec 6 Km de long et 400 m de profondeur. A l'origine cette bande très boisée forme une barrière de protection des terres agricoles, l'arrivée à la bande côtière de la RN 63 coupe celle-ci en deux parties Est et Ouest.

Dans le cadre de la préservation et la relance de l'activité touristique dans la région, un schéma directeur d'aménagement touristique (SDAT) a été élaboré en 1986, ce schéma dégage plusieurs zones d'expansion touristique dont celle de :

- ✓ Zéralda Est (les sables d'or et Mazafran)
- ✓ Zéralda Ouest (Zéralda plage)

L'entreprise nationale des études touristiques (ENET) a élaboré l'étude d'aménagement du littoral Ouest de Zéralda en juillet 1988.

## II.6 Urbanisation et population

Les ouvrages de génie civil comme ceux de l'hydraulique qu'on envisage d'utiliser dans le domaine de la collecte des eaux en milieu urbain doivent pouvoir répondre aux besoins de la population pour une certaine période appelé durée d'utilisation ou durée de vie de l'ouvrage en question.

L'ingénieur concepteur doit donc prévoir dès le stade de la conception quelle sera la population à desservir durant la vie de la structure projetée. Selon les besoins des prévisions, il existe deux types d'estimations des populations : l'estimation à court terme, de 05 ans à 10 ans, et l'estimation à long terme, de 10 ans à 50 ans.

Pour notre cas on a une estimation à long terme, pour cela on se référera à la formule de la croissance géométrique à l'aide de l'équation de l'intérêt composé. Si on connaît le taux de la croissance annuelle de la population on a alors :

$$P_n = P_o (1 + T)^n \quad (\text{II.1})$$

n : Nombre d'années pendant les quelles il y a croissance géométrique (tn-t0). C'est la différence en années entre l'année de référence (Année du dernier recensement) et l'année de l'horizon de calcul.

T : Taux de croissance de la population considérée T = 2.06 % (D'après le service technique de la commune).

Pn : population à l'horizon de calcul.

P0 : population de référence (au dernier recensement ; en 2008).

Les résultats des estimations de la population à différents horizon de la calcule sont reportées Dans le tableau ci-dessous.

**Tableau. II.1** : Estimation de la population pour des différents horizons de calcul

<b>Horizon</b>	2008	2023	2033
<b>Estimation (Habitants)</b>	51552	69997	858292

## II.7 Présentation du réseau d'assainissement

La ville de Zeralda, est dotée d'un réseau d'assainissement de type unitaire réalisé en majeure partie en C.A.O, le noyau du système existant date de l'époque coloniale de section allant de  $\phi$  300 à  $\phi$  1200 mm.

Totalisant un linéaire d'environ 42.000 ml .Il est composé de (06) collecteurs principaux avec un linéaire de 9.500 ml et des ramifications secondaires sur environ 12.500 ml, le reste étant le teritaire. Orienté du sud vers le nord, celui-ci a pour rôle l'évacuation sans obstacle le surplus en période de crues, généralement considéré pour une ville de taille de ZERALDA (décennale).

## II.8 Données climatiques

La région d'étude est dépourvue d'une station météorologique. La station météorologique la plus proche qui peut représenter la zone d'étude est celle d'Alger. Cette dernière peut être recommandée pour caractériser la région d'étude.

La région de Zéralda est caractérisée par un hiver doux et un été chaud. Les principaux paramètres météorologiques caractérisant cette zone sont :

### II.8.1 Température

La température moyenne annuelle de l'air est de l'ordre de 18°C .

Les valeurs moyennes mensuelles minimale et maximale correspondent aux mois de janvier

(11°C) et d'août (26°C) respectivement. Le tableau II.2 donne les valeurs moyennes mensuelle et annuelle de la température de l'air.

**Tableau. II.2 :** Températures mensuelles (°C)  
(Période : 1998 – 2008)

Mois	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc	Moyenne
T(°C)	11	11	14	15	19	23	25	26	23	20	15	12	18

Les données mesurées à la station météorologique montrent que la température moyenne de la période allant du mois de Novembre à Avril est inférieure à la moyenne annuelle, par contre la moyenne des températures de Mai à Octobre, est supérieure à la moyenne annuelle

**Tableau. II.3 :** Température moyenne des deux périodes de l'année (°C)

Température de l'air (°C)		
Période		
Novembre-Avril	Mai-Octobre	Année
13 °C	23 °C	18 °C

Ceci permet de distinguer deux périodes dans l'année saison froide (de Novembre à Avril) et saison chaude (de Mai à Octobre).

## II.8.2 Humidité de l'air

La région d'étude est caractérisée par une humidité élevée presque dans toute l'année à l'exception de la période estivale, Les valeurs maximales de l'humidité sont atteintes aux mois de décembre - février (79 à 77%) les valeurs minimales aux mois de juillet - août (68 à 69%).

La distribution mensuelle et annuelle de l'humidité de l'air est donnée dans le tableau II.4

**Tableau II.4 :** Humidité relative de l'air (%) (Période : 1998 - 2008)

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aout	Se	Oct	Nov	Déc	Année
Moy (%)	77	79	76	73	74	69	69	68	69	72	77	78	73

- Source : ONM Dar El Beida

## II.8.3 Vitesse du vent

La vitesse du vent moyenne annuelle est de (2.4m/s), elle est élevée en mois de juin et peut atteindre 3 m/s. Elle chute jusqu'à 2 m/s au mois de février. La distribution moyenne mensuelle et annuelle de la vitesse du vent est illustrée dans le tableau II.5 :

**Tableau II.5** : Vitesse du vent mensuelle et annuelle (m/s) (Période : 1998 - 2008)

Années	Mois												An
	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec	
1992-2008													
Moyenne (m/s)	2.2	2.1	2.2	2.7	2.5	2.9	2.6	2.4	2.5	2.1	2.4	2.5	2.4

- Source : ONM Dar El Beida

### II.8.4 Pluviométrie

Les caractéristiques pluviométriques à savoir : les pluies journalières maximales (fréquentielles) et les intensités maximales dans les études de protection contre les inondations sont très nécessaires pour la conception et le dimensionnement des ouvrages hydrauliques .

Le poste pluviométrique sélectionné pour l'étude des crues est le suivant :

**Tableau II.6** : Caractéristiques du poste pluviométrique Mahelma Ferme

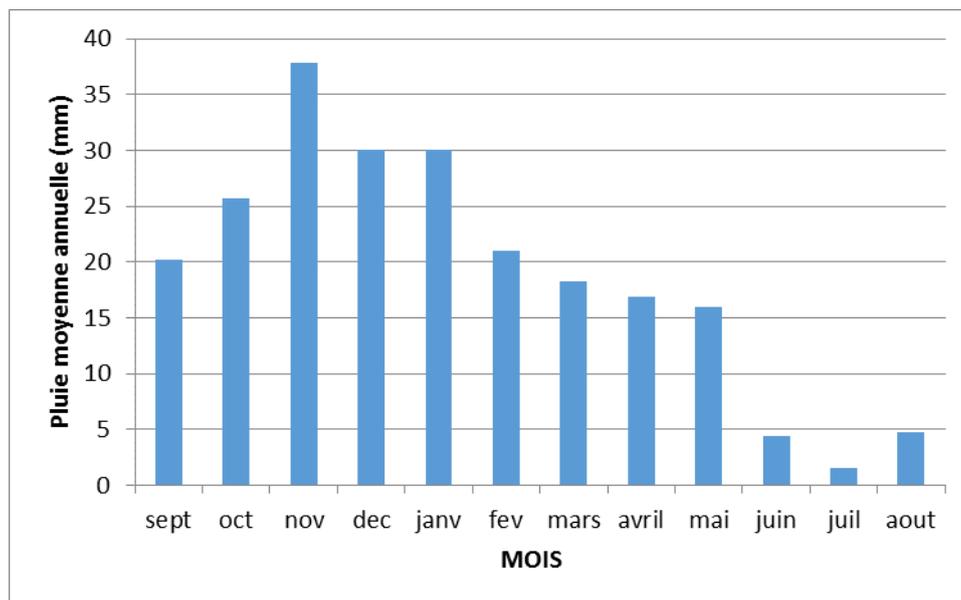
Nom		<b>Mahelma Ferme</b>
Code		<b>020511</b>
Organisme ( Source)		<b>Agence Nationale des Ressources Hydriques (ANRH)</b>
Coordonnées géographiques En Lambert	X	<b>517</b>
	Y	<b>376.85</b>
Altitude Z (m)		<b>150</b>
Période d'observation		<b>1976-2011</b>
Durée d'observation		<b>35 ans</b>

**Tableau. II.7** : Répartition mensuelle de la pluie annuelle (mm)  
(Période : 1980 - 2010)

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Moy
P (mm)	20.2	25.7	37.8	30.1	30.0	21.0	18.2	16.8	15.9	4.42	1.49	4.72	227
P(%)	8.91	11.34	16.6	13.26	13.23	9.25	8.03	7.41	7.013	1.95	0.6	2.08	100

- Source : ANRH Alger

La répartition mensuelle des précipitations observées à la station de **Mahelma Ferme** sont représenté dans le diagramme suivant :



**Figure II.3** : La répartition mensuelle des précipitations en (mm)

### **CONCLUSION**

Dans ce chapitre nous avons présenté la situation de la commune de Zeralda, sa topographie, ainsi que son climat. Cette étape constitue une phase la plus importante. Elle est basée sur la collecte des informations brutes, et aussi de vérifier la fiabilité pour une prise de décision correcte.

Une présentation fiable de la zone d'étude s'avère d'une grande importance ; vu le taux d'information important qu'elle nous fournit, ce que nous permettent d'évaluer de manière plus objective les risques et d'estimer les catastrophes qui peuvent être engendrées par un phénomène naturel comme les crues.

# **Chapitre III : Etude hydrologique**

### III.1 Introduction

L'Algérie est l'un des pays confrontés aux phénomènes de crues et d'inondations qui se manifestent de façon catastrophique constituant ainsi une contrainte majeure pour le développement économique et social.

Plusieurs régions du pays sont régulièrement menacées par ces catastrophes hydrologiques dont les effets sont souvent intensifiés par une urbanisation anarchique impliquant une occupation des terres inondées.

Les risques d'inondations sont dus à l'interaction complexe de plusieurs composantes, c'est le produit de la concomitance de facteurs topographiques, géologiques, hydrologiques et météorologiques.

L'examen des événements catastrophiques survenus dans notre pays montre que sur la plupart des bassins versants algériens, des superficies importantes de terres agricoles, des plaines et des agglomérations sont fréquemment touchés par la furie des eaux des oueds en crue.

L'objectif principal dans cette étude s'agit de la protection de la ville de Zeralda contre les risques des crues de l'oued Boudahles.

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

### **III.2.1 Définition du bassin versant**

Le bassin versant au droit d'une section de mesure est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents en amont de cette section. Tous les écoulements qui prennent naissance à l'intérieur de cette surface topographique passe par la section de mesure pour poursuivre leur trajet à l'aval.

Chaque bassin versant est séparé des autres par une ligne de partage des eaux. Cette limite est déterminée sur la carte topographique. En commençant par l'exutoire, on trace à main levée des segments perpendiculaires aux courbes de niveau en passant par les crêtes. Aboutissant automatiquement à l'exutoire. Les différents paramètres du bassin versant (forme, altitude, pente, relief, etc.) interviennent dans les différents écoulements.

### **III.2.2 Morphométrie**

Les différents paramètres morphométriques sont calculés à partir de la carte topographique de Boufarik échelle 1/50 000. Ces paramètres sont :

#### **III.2.2.1 La surface**

La surface topographique est le paramètre le plus important. Il permet de contrôler l'intensité de plusieurs phénomènes hydrologiques (apports solide et liquide, lame d'eau ruisselée, lame d'eau infiltrée, ...). Elle est déterminée par planimétrie.

#### **III.2.2.2 Le périmètre**

Le périmètre correspond à la limite extérieure du bassin. Chaque bassin réagit d'une façon propre aux précipitations qu'il reçoit. Ces caractéristiques hydrologiques sont fonction d'une part du climat qu'il subit et d'autre part de son propre milieu physique.

### III.2.2.3 Caractéristiques de forme

La forme du bassin versant influence fortement l'écoulement global et notamment le temps de repense du bassin versant. C'est la configuration géométrique projetée sur un plan horizontal. Un bassin versant allongé ne réagira pas de la même manière qu'un bassin ramassé même s'ils sont placés dans les mêmes conditions météorologiques.

#### III.2.2.3.1 Indice de compacité de Gravelius

Indice de Gravelius «  $K_c$  » Appelé aussi indice de forme. Cet indice caractérise la forme du bassin et exprime l'allongement des bassins versants.

$$K_c = 0.28 \frac{P_{BV}}{\sqrt{S_{BV}}} \dots\dots\dots(III.1)$$

Avec :

$P_{BV}$  : Périmètre du bassin versant.

$S_{BV}$  : Surface du bassin versant.

Plus le  $K_c$  ne sera proche de 1, plus le bassin aura une forme ramassée et plus le temps de concentration sera court.

#### III.2.2.3.2 Le rectangle équivalent

On suppose que l'écoulement sur un bassin versant donnée est le même que sur un rectangle de même superficie, ayant le même indice de Gravelius, la même répartition hypsométrique, la même distribution des sols et de la végétation, la même densité de drainage.

Le rectangle équivalent est caractérisé par la longueur «  $L$  » et la largeur «  $l$  » définit respectivement par les formules suivantes :

- La longueur du rectangle équivalent

$$L = \frac{Kc \cdot \sqrt{S}}{1,128} \left( 1 + \sqrt{1 - \left( \frac{1,128}{Kc} \right)^2} \right) \dots\dots\dots(III.2)$$

- La largeur du rectangle équivalent

$$l = \frac{Kc \cdot \sqrt{S}}{1,128} \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{1,128}{Kc} \right)^2} \right) \dots\dots\dots(III.3)$$

Les résultats des paramètres morphométries du bassin versant de la région d'étude sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.1 : Paramètres morphométries du bassin versant**

bassin versant	Surface (km <sup>2</sup> )	Périmètre (Km)	Kc	L (Km)	l (Km)
	3.6	7.8	1.151	2.322	1.55

### III.2.3 Le relief

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

#### III.2.3.1 Courbe hypsométrique

La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin versant (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 aussi 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.

### III.2.3.2 Les altitudes caractéristiques

Elles sont obtenues directement à partir de la carte topographique. Ces altitudes sont :

- Altitude maximale : représente le point le plus élevé du bassin,
- Altitude minimale : montre le point le bas, généralement à l'exutoire du bassin,
- Altitude médiane ou  $H_{50\%}$  : est déterminée sur la courbe hypsométrique,
- Altitude moyenne  $H_{moy}$  : est calculée par la formule suivante :

$$H_{moy} = \frac{\sum_{i=1}^n S_i \cdot H_i}{S} \dots\dots\dots (III.4)$$

Avec :

$$H_i = \frac{H_{I+n} + H_n}{2}$$

$H_i$  : Altitude moyenne entre 2 courbes de niveaux consécutives (en mètre).

$S_i$  : Surface partielle comprise entre 2 courbes de niveaux consécutives (en  $km^2$ ).

$S$  : Surface totale du bassin versant (en  $km^2$ ).

### III.2.3.3 Répartition Altimétrique

Pour caractériser le relief des trois sous bassins versants de la région d'étude, nous avons calculés (planimétrie) la répartition de la surface du bassin par tranche d'altitude sur la carte topographique 1/50 000.

Les résultats des paramètres du relief du bassin versant de la région d'étude sont résumés dans les deux tableaux ci-dessous.

Tableau III.2 : Hypsométrie du BV

Altitude (m)	Superficie Partielle (Km <sup>2</sup> )	Superficie Partielle (%)	Hi (m)	Hi * Si	Superficie Cumulée (%)
H <sub>max</sub> = 192	-	-	-		
150	0.101	2.81	171	17.271	2.81
130	0.572	15.89	140	80.08	18.70
100	1.041	28.92	115	119.715	47.62
50	0.619	17.19	75	46.425	64.81
10	1.067	29.64	30	32.01	94.45
H <sub>min</sub> = 0	0.2	5.56	5	1	100.00

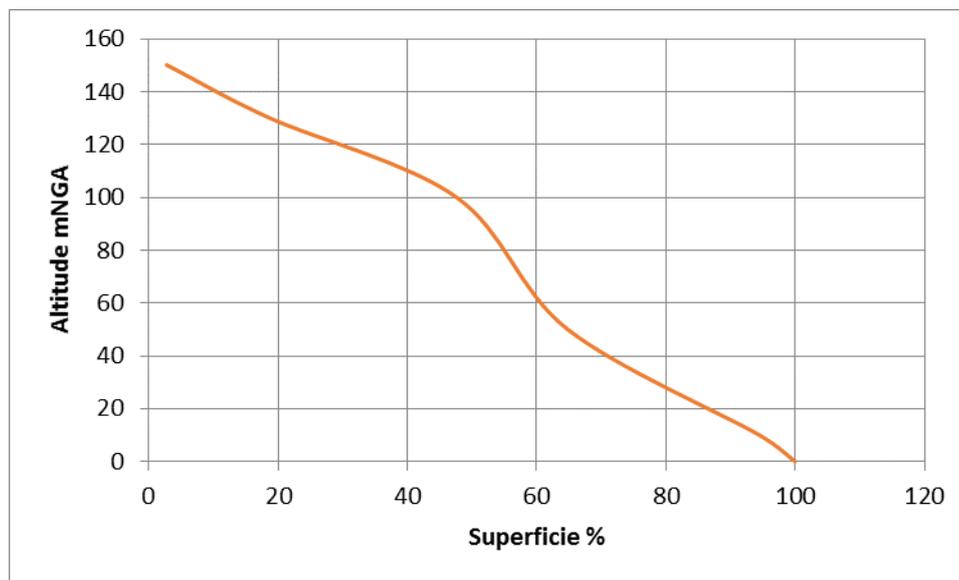


Figure III.1 : Courbe hypsométrique du bassin versant

D'après la courbe hypsométrique qui est présentée dans la figure 9 (répartition de surface en fonction de l'altitude) près de 10 % de surface dépasse l'altitude 140m et presque 60 % de surface se situe entre 140 et 40 mètre. 10 % de surface est inférieur à 20 mètres.

D'après cette courbe l'altitude médiane est de 94 m .

Tableau III.3 : Les altitudes caractéristiques

$H_{\max}$ (m)	192
$H_{\min}$ (m)	0
$H_{\text{moy}}$ (m)	82.4
$H_{\text{med}}$ (m)	94

### III.2.3.4 Indice de pente globale ( $I_g$ )

Il est défini comme étant le rapport entre l'altitude comprise entre 5% et 95% de la surface du bassin et la longueur du rectangle équivalent. On prend deux points  $S_1$  et  $S_2$  sur l'axe des abscisses telles que 90% de la surface du bassin versant soit comprise entre ces deux valeurs et que 5% de la surface totale du bassin versant soit inférieure à  $S_1$  et 5% soit supérieure à  $S_2$ . Les altitudes correspondantes sont lues sur la courbe hypsométrique. L'indice de pente globale ( $I_g$ ) est donné par la formule suivante :

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

Avec :

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

$L$  : longueur du rectangle équivalent (Km).

$H_{5\%}$  et  $H_{95\%}$  : sont respectivement les altitudes correspondantes à  $S_{5\%}$  et  $S_{95\%}$ .

Les résultats de l'indice de pente globale ( $I_g$ ) calculé dans le bassin versant de la région d'études sont résumés dans le tableau suivant.

Tableau III.4 : Indice de pente globale ( $I_g$ )

	$H_{5\%}$ (m)	$H_{95\%}$ (m)	$H_{5\%} - H_{95\%}$	$L$ (km)	$I_g$ (m/km)
<b>BV</b>	147	8	139	2.322	59.86

### Classes du relief

La valeur de  $I_g$  peut être utilisée directement comme paramètre de certains abaques. Ou bien on en déduit des classes du relief (Bonnard et Gardel, 1996) tableau III.5

**Tableau III.5 : Classe de relief selon (Bonnard et Gardel, 1996)**

Classe de relief	$I_g$ (m/km)	
R2	$2 < I_g < 5$	les bassins de plaine
R3	$5 < I_g < 10$	des terrains intermédiaires entre la plaine et la zone à ondulation de terrain.
R4	$10 < I_g < 20$	Ondulation de terrain
R5	$20 < I_g < 50$	Régions de collines
R6	$I_g > 50$	Région de montagnes

A partir du tableau III.5 et la valeur de  $I_g$  ( $I_g = 59.86$  m/km) de notre bassin versant, on peut dire que notre bassin est de classe Régions de montagnes ( $I_g > 50$ ).

#### III.2.3.5 Pente moyenne du bassin versant ( $I_m$ )

La pente moyenne est une caractéristique importante qui renseigne sur la topographie du bassin versant. 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 influence directement le débit de pointe lors d'une averse. Elle est donnée par la formule :

$$I_m = \frac{\Delta H (0.5l_1 + l_2 + l_3 + \dots + 0.5l_n)}{S} \dots\dots\dots (III.6)$$

Avec :

$\Delta H$  : Dénivelée entre deux courbes de niveaux (m).

$L_i$  : longueur de la courbe de niveau d'ordre 1,2, 3,....., n (m).

$S$  : Surface du bassin versant ( $Km^2$ ).

Le detail de calcul est donné dans le tableau suivant :

**Tableau III.6 : calcul de la pente moyenne du bassin versant**

Courbe de niveau (m)	Longueur de la courbe $L_i$ (m)	Hauteur entre deux courbes $\Delta H_i$ (m)	$\Delta H_i * L_i$ (m2)
150	600	42	12600
130	3500	20	70000
100	4000	30	120000
50	2600	50	130000
0	1600	40	32000
Total			364600

$$I_{moy B} = 0.101 = 10.1\%$$

### **III.2.4     Le réseau hydrographique**

Le réseau hydrographique se définit comme l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement. Le réseau hydrographique est sans doute une des caractéristiques les plus importantes du bassin. Le réseau hydrographique peut prendre une multitude de formes.

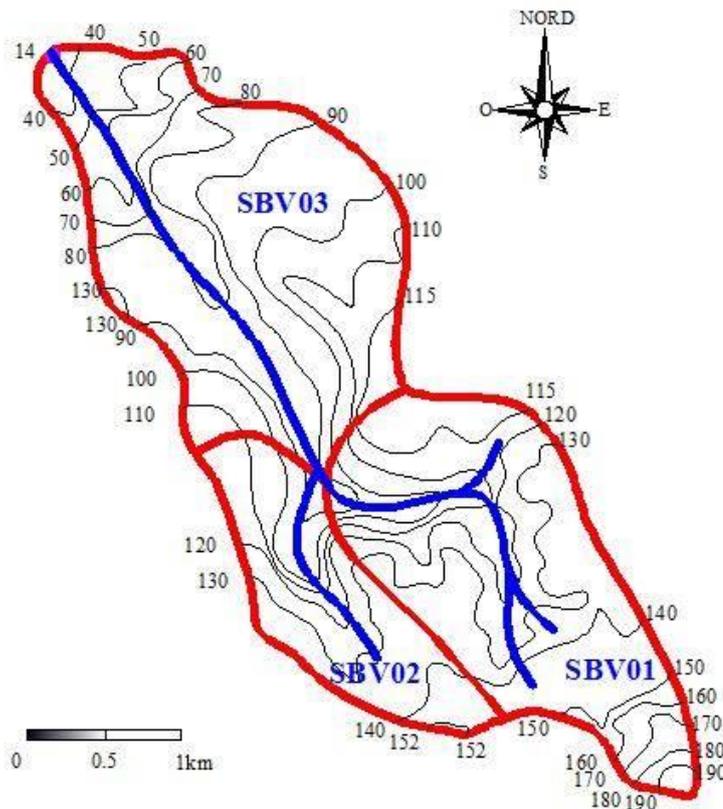


Figure III.2 : Plan altimétrique et réseau hydrographique du bassin versant

Tableau III.7 : caractéristiques des sous bassin versant

sbv	s(km <sup>2</sup> )	p(km)	I%	Z <sub>MAX</sub> (m)	Z <sub>MIN</sub> (m)	L(km)
sbv01	1.294	4.473	[5.50%]	186	88	1.23
sbv02	0.684	3.185	[6.15%]	144	84	0.55
sbv03	1.622	5.419	[9.66%]	135	14	2.5

### III.2.4.1 La densité de drainage

La densité de drainage est définie comme étant le rapport entre la longueur totale de tous les talwegs  $L_i$  du bassin versant et la surface totale  $S$ . Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface. Elle est exprimée en Km/ Km<sup>2</sup>.

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \dots\dots\dots$$

(III.7)

Avec :

$D_d$  : densité de drainage [ $km/km^2$ ],

$L_i$  : longueur de cours d'eau [ $km$ ],

$S$  : surface du bassin versant [ $km^2$ ].

Donc :  $D_d = 1.194 km/km^2$

### III.2.4.2 La pente moyenne du cours d'eau principale

La pente moyenne du cours d'eau détermine la vitesse avec laquelle l'eau se rend à l'exutoire du bassin donc le temps de concentration. Cette variable influence donc sur le débit maximal observé. Une pente abrupte favorise et accélère l'écoulement superficiel tandis qu'une pente douce ou nulle donne à l'eau le temps de s'infiltrer Entièrement ou en partie dans le sol.

Le calcul des pentes moyennes et partielles de cours d'eau s'effectue à partir du profil longitudinal du cours d'eau principal et de ses affluents. La méthode la plus fréquemment utilisée pour calculer la pente longitudinale du cours d'eau consiste à diviser la différence d'altitude entre les points extrêmes du profil par la longueur totale du cours d'eau.

$$P_{moy} = \frac{\Delta H}{\Delta L} \dots\dots\dots (III.8)$$

*Avec :*

$P_{moy}$  : pente moyenne du cours d'eau [ $m/m$ ],

$\Delta H$  : dénivellation entre deux points suffisamment distance [ $m$ ],

$\Delta L$  : longueur du cours d'eau principal [ $m$ ].

AN :  $P_{moy} = 0.0446 = 4.46\%$

### III.2.4.3 Le temps de concentration

Le temps de concentration  $T_C$  des eaux sur un bassin versant se définit comme le maximum de durée nécessaire à une goutte d'eau pour parcourir le chemin hydrologique entre un point du bassin et l'exutoire de ce dernier. Il est composé de trois termes différents :

- $T_h$  : Temps d'humectation c'est le temps nécessaire à l'imbibition du sol par l'eau qui tombe avant qu'elle ne ruisselle.

- $T_r$ : Temps de ruissellement ou d'écoulement c'est le temps qui correspond à la durée d'écoulement de l'eau à la surface ou dans les premiers horizons de sol jusqu'à un système de collecte (cours d'eau naturel. collecteur).
- $T_a$ : Temps d'acheminement c'est le temps mis par l'eau pour se déplacer dans le système de collecte jusqu'à l'exutoire.

Le temps de concentration  $T_C$  est donc égal au maximum de la somme de ces trois termes.

$$T_C = \max . [\sum (T_h + T_r + T_a)]$$

Théoriquement on estime que  $T_C$  est la durée comprise entre la fin de la pluie nette et la fin du ruissellement. Pratiquement le temps de concentration peut être déduit de mesures sur le terrain ou s'estimer à l'aide des formules empiriques les plus utilisées.

**a- Formule de S.C.S ( Soil Conservation Service, USA)**

$$T_c = \left[ \frac{0,87 L_p^3}{H_{\max} - H_{\min}} \right]^{0,385} \dots\dots\dots (III.9)$$

Où :

- Lp : longueur du cours d'eau principal en(Km);
- Hmax: Altitude maximale du bassin versant en (m);
- Hmin : Altitude minimale du bassin versant en (m).

**b. Formule de Kirpich (1940)**

$$T_c = 0,0195 . L^{0,77} . I^{-0,385}$$

Avec :

- $T_c$ : temp de concentration ;
- L: Longueur du cours d'eau principal en (m)= 4300m ;
- I: pente moyenne de cours d'eau principal en (m/m) ;

**Tableau III.8 : Résultats de calcul du temps de concentrations**

FORMULES	Tc (h)
S.C.S	0,674
KIPRICH	0,710

On remarque que les résultats obtenus par la méthode de S.C.S et celle de KIRPICH sont similaires, pour cela on prend le temps obtenu par celle de C.S.C car elle nous donne le temps de concentration le plus faible, pour avoir la vitesse d'écoulement la plus élevée (alors le cas d'écoulement le plus défavorable).

#### III.2.4.4 Vitesse moyenne du ruissellement

Cette vitesse est donnée par la formule :

$$V_R = \frac{L}{T_c} \dots\dots\dots (III.10)$$

Avec :

$L$  : Longueur de talweg principal en [Km].

$T_c$  : temps de concentration en [heure].

$$V_R = 6.38 \text{ Km/h}$$

Le tableau ci-dessous présente les différents paramètres hydromorphométriques du bassin versant de la zone d'étude.

**Tableau III.9 : Récapitulatif des paramètres hydromorphométriques du bassin versant de la zone d'étude**

<b>CARACTERISTIQUES DU BASSIN VERSANT</b>		
<b>1- Morphométrie</b>		
<i>Surfaces</i>	<i>(Km<sup>2</sup>)</i>	3.6
<i>Périmètres</i>	<i>(Km)</i>	7.8
<i>Longueurs</i>	<i>(Km)</i>	4.3
<b>2- Les reliefs</b>		
<b>• Les altitudes caractéristiques</b>		
<i>Altitudes max</i>	<i>(m)</i>	192
<i>Altitudes moy</i>	<i>(m)</i>	82.4
<i>Altitudes min</i>	<i>(m)</i>	0
<i>Altitudes médiane</i>	<i>(m)</i>	94
<b>3- Le réseau hydrographique</b>		
<i>Densité de drainage Dd</i>	<i>(Km/Km2)</i>	1.194
<i>Longueur du talweg principal</i>	<i>(Km)</i>	4.3
<i>Pente moyenne du cours d'eau principal (%)</i>		4.46
<i>Temps de concentration</i>	<i>(h)</i>	0.674
<i>Vitesse moyenne ruissellement</i>	<i>(Km/h)</i>	6.38

### III.3 Analyse des données pluviométriques

#### III.3.1 Présentation de la station pluviométrique et Pluie moyenne annuelle

Avant d'évaluer les précipitations sur le bassin versant, nous avons analysé les données disponibles à la station pluviométrique Mahelma Ferme (la station la plus proche à la zone d'étude).

**Tableau III.10 : Caractéristiques de la station pluviométrique de Mahelma Ferme**

<i>Station</i>	<i>Code</i>	<i>Source</i>	<i>Coordonnées</i>			<i>Années</i>	<i>N</i>
			<i>X (km)</i>	<i>Y (km)</i>	<i>Z (m)</i>	<i>D'observation</i>	
<i>Mahelma Ferme</i>	<i>020511</i>	<i>A.N.R.H</i>	<i>517</i>	<i>376.85</i>	<i>150</i>	<i>1977 - 2011</i>	<i>35ans</i>

### III.3.2 Analyse statistique des Pluies maximales journalières

Les pluies journalières sont souvent génératrices de crues exceptionnelles. Pour cela, il est important d'effectuer un ajustement statistique d'une loi théorique à la série d'observations (sur une période de 35ans) afin de déterminer les précipitations maximales journalières fréquentielles.

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie de durée et de période de retour donnée.

Pour notre étude on passe par les étapes suivantes :

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

**Tableau III.11: Série des pluies max journalières à la station de Mahelma Ferme (source ONM Alger)**

<i>Année</i>	<i>Sept</i>	<i>Oct</i>	<i>Nov</i>	<i>Déc</i>	<i>Jan</i>	<i>Fév</i>	<i>Mar</i>	<i>Avr</i>	<i>Mai</i>	<i>Juin</i>	<i>Juil</i>	<i>Août</i>	<i>Max</i>
1977	2.3	5	33.5	3.4	36	11.5	15.8	46.3	27.9	0	0	0	46.3
1978	14.5	41.5	16.7	38.6	17.7	39.8	48.2	22	8.7	2.8	0.5	0.3	48.2

1979	23.8	24.5	16.2	47.1	33.5	6.4	48.2	41.4	6	1.8	0	5.4	48.2
1980	0	16	19.9	34.9	37.5	8.9	20.4	11.4	14.4	1.3	0	15.1	37.5
1981	4	27.7	7.5	21.1	107.5	20.5	17.4	17.4	13.9	9.6	0	3.5	107.5
1982	20	29.9	88.8	43	0	34.8	15.3	1.2	3	0	6.6	0	88.8
1983	0	17.8	17.5	39.3	43.2	21.4	12.2	37	43.9	13.2	0	0.2	43.9
1984	9.4	64.4	32	25.9	26.2	11.1	38.3	11.6	28.5	0	0	0	64.4
1985	11.5	26.6	24.6	29.8	19.2	15.3	21.5	8.7	0.3	5.9	9.7	0.9	29.8
1986	63.6	17.2	24.1	38.2	21.2	42.4	9.5	0.2	1.8	3.9	0.6	0	63.6
1987	9.5	6.8	33.1	33.4	20	14	20.9	7.9	34.6	28.9	0	0	34.6
1988	16.5	7.5	31.4	33.7	5.4	27.6	29.9	44.6	2.3	5	0	7.7	44.6
1989	18.2	5.7	25.5	13.2	14	0	9.8	15.6	13.2	0	6.4	0	25.5
1990	0	20.5	12.8	23.1	31.5	19.5	14.2	10.3	19.2	6.5	0	0.3	31.5
1991	12.1	51.2	15.8	7.4	53	12.9	16.4	18.2	28.5	7.5	3.6	0	53
1992	2.6	60.3	24.6	18.4	13	23.4	16	11.9	23.8	3.2	0	3.2	60.3
1993	16.8	16.1	82.3	35	74.2	22	0	17.5	5.2	0	0	0	82.3
1994	59.2	45.2	41.6	24.1	26.5	29.3	37.7	7.6	0	9.2	0	22.6	59.2
1995	20.7	8.6	24	22	77.3	29.9	21.3	55.7	16.3	10.3	2.7	1	77.3
1996	36.7	53.7	25.5	21.5	15.2	21	6	18.3	12.4	4.6	0.5	4.8	53.7
1997	15.6	40.8	42.3	37.6	21.4	27.2	19.1	34	50.2	0	0	0	50.2
1998	17.6	9.4	24.6	26.1	21.9	29.6	54.6	11.3	0	0	0	2.6	54.6
1999	17.4	3.2	47.1	45.4	13.2	0	3.5	14.6	17.9	0	0	0	47.1
2000	5.5	26.9	52.1	18.8	49.8	20.8	2.6	4.8	14	0	0	0	52.1
2001	36.5	35.1	86.3	17.4	17	10	13.1	19.1	10.8	0.7	2.3	31.2	86.3
2002	19.7	22.7	36.4	39.9	28.8	33.5	8.5	18.3	1.2	0	3.8	0.6	39.9
2003	20.9	5.8	8.1	27.7	26.9	14.8	17.2	17.1	43.2	1.1	0	0.5	43.2
2004	2.6	24.2	34	48	30	15.5	12.4	9	2.7	0	0	0	48
2005	4.1	29.2	20.9	19.4	26.8	30.1	9.9	0.5	0	0.3	0	16.4	30.1
2006	35.5	15.5	11.6	33.4	11.2	21	20.5	21.6	1.9	0.8	0.6	0	35.5
2007	29.8	27.6	131	21.9	5.4	18.1	10.3	12.1	17.7	8.8	8.2	0	131
2008	28.7	11.5	38.2	51.6	11.7	4.5	11.4	12.3	7	0	0.9	3.6	51.6
2009	58.1	8.6	19	26.5	36.4	15	43.4	13.1	11.8	1.6	0	27.2	58.1
2010	14.3	36.8	53.9	25.5	15.9	36.5	14	22	27.9	10.4	0	0.3	53.9
2011	7.3	10.7	35.6	17.5	12.6	56.8	39.6	36.2	5.5	0	0	41.7	56.8

### III.3.3 Choix de la loi d'ajustement

Il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométrique. L'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Toutefois, de nombreuses études comparatives, autant

empiriques que théoriques ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée.

Dans notre étude on va utiliser les deux lois suivantes :

1)-la loi de **GUMBEL**.

2)-la loi de **GALTON (log-normal)**.

L'ajustement des pluies maximales journalières sera traité par le logiciel *HYFRAN*.

On a effectué l'ajustement de la série des pluies maximales journalières dans notre cas sur ses deux lois suivantes : La loi de *Gumbel* (doublement exponentielle) et Galton (log normale) avec une comparaison des graphes de régression obtenue par les ajustements.

### III.3.3.1 Paramètres statistiques de l'échantillon

Les résultats des paramètres statistiques sont dans le tableau suivant :

**Tableau III.12 : Les paramètres statistiques de la série des pluies maximales journalières**

Nombre d'observations	35
Minimum	25.5
Maximum	131
Moyenne	55.4
Ecart type	22.2
Médiane	51.6
Coeff de variation [Cv]	0,402
Coeff d'asymétrie [Cs]	1.60
Coeff d'aplatissement [CK]	5.31

### III.3.3.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

Cette loi a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante

$$F_x = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots (III.11)$$

avec :

$$y = \frac{1}{\alpha} (x - x_0) \text{ variable réduite de Gumbel}$$

$$\alpha = \sigma \text{ (l'écart-type) ;}$$

$x_0$  : Paramètre de position (ordonnée à l'origine) ;

$x$  : précipitation maximale journalière (mm) ;

$\frac{1}{\alpha}$  : Pente de la droite de régression ;

Cette variable  $x$  exprimée en fonction de la variable réduite  $y$ , est l'équation de la droite de Gumbel sur papier à probabilité Gumbel.

Donc

$$P_{\max j} = \frac{1}{\alpha} y + x_0 \dots\dots\dots (III.12)$$

Les résultats de l'ajustement :

**Tableau III.13 : Résultats d'ajustement à la loi de Gumbel**

Période de retour T(ans)	Fréquence au non dépassement(q)	Valeurs théoriques $X_T$	Ecart type ( $\delta$ )	Intervalle de confiance (95%)
100	0,990	125	14.8	96.2 - 154
50	0,980	113	12.7	88.2 – 138
20	0,950	96.9	9.92	77.5 – 116
10	0.90	84.4	7.85	69.0 – 99.8
5.0	0.80	71.4	5.81	60.0 - 82.8

Le tracé de la droite de Gumbel est représenté sur papier normal comme montre la figure suivante :

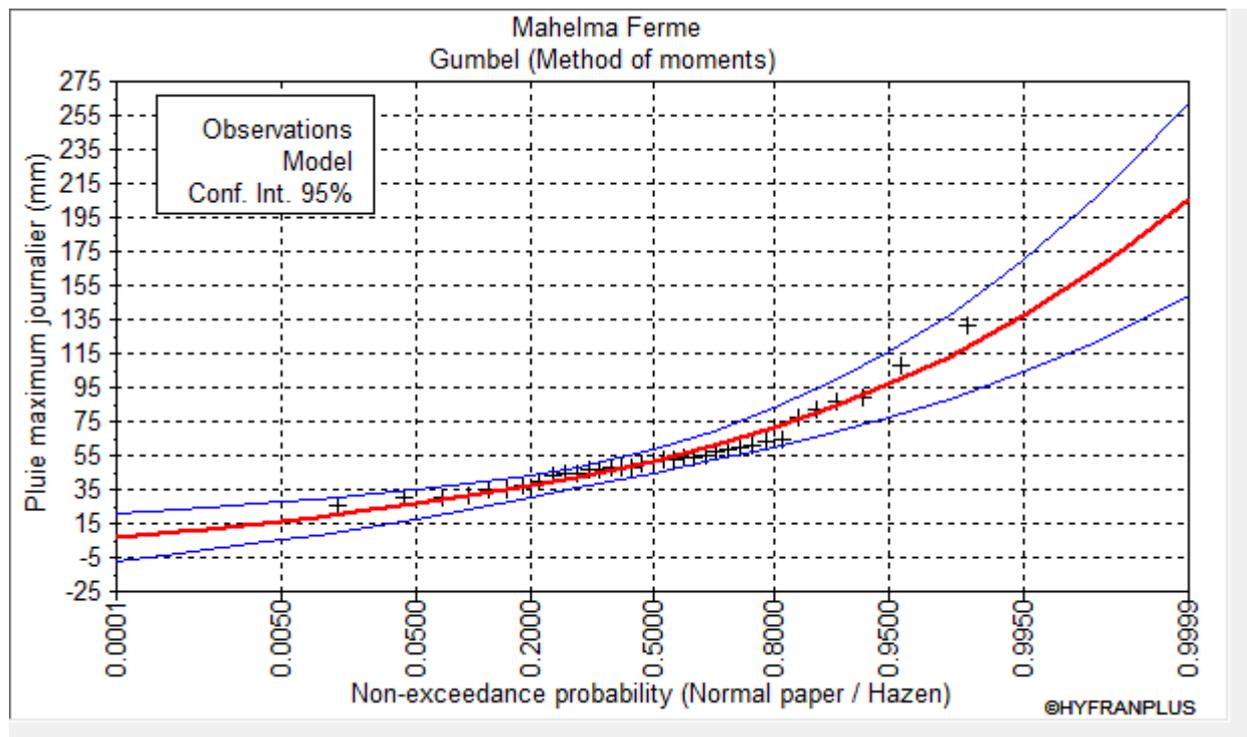


Figure III.3 : Tracé de la droite d'ajustement à la loi de Gumbel

### III.3.3.3 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (Log-Normal )

Le procédé d'ajustement est identique à celui établi pour la loi de GALTON. Seule la représentation graphique change ou elle est faite sur du papier *log-normale*. La loi de GALTON a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\Pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots (III.13)$$

Ou :  $u = \frac{X_i - \bar{X}}{\sigma_x}$  (variable réduite de GAUSS)

L'équation de la droite de GALTON est la suivante :

$$\text{Log } x(p \%) = \overline{\text{Log } x} + \delta \cdot \text{Log } u(p \%)$$

$$\text{Log } X = \frac{\sum_{i=1}^{30} \overline{\text{Log } X_i}}{N} \dots\dots\dots (III.14)$$

Tableau III.14 : Résultat de l'ajustement à la loi de GALTON.

<i>Période de retour (ans)</i>	<i>Fréquence au non dépassement (q)</i>	<i>Valeurs théoriques XT</i>	<i>Ecart type</i>	<i>Intervalle de confiance 95%</i>
100.0	0.99	120	14.2	92.1 – 148
50.0	0.9800	109	11.8	85.6 – 132
20.0	0.9500	93.8	8.85	76.5 – 111
10.0	0.90	82.3	6.82	68.9 – 95.7
5.0	0.8000	70.2	5.00	60.4 - 80.0

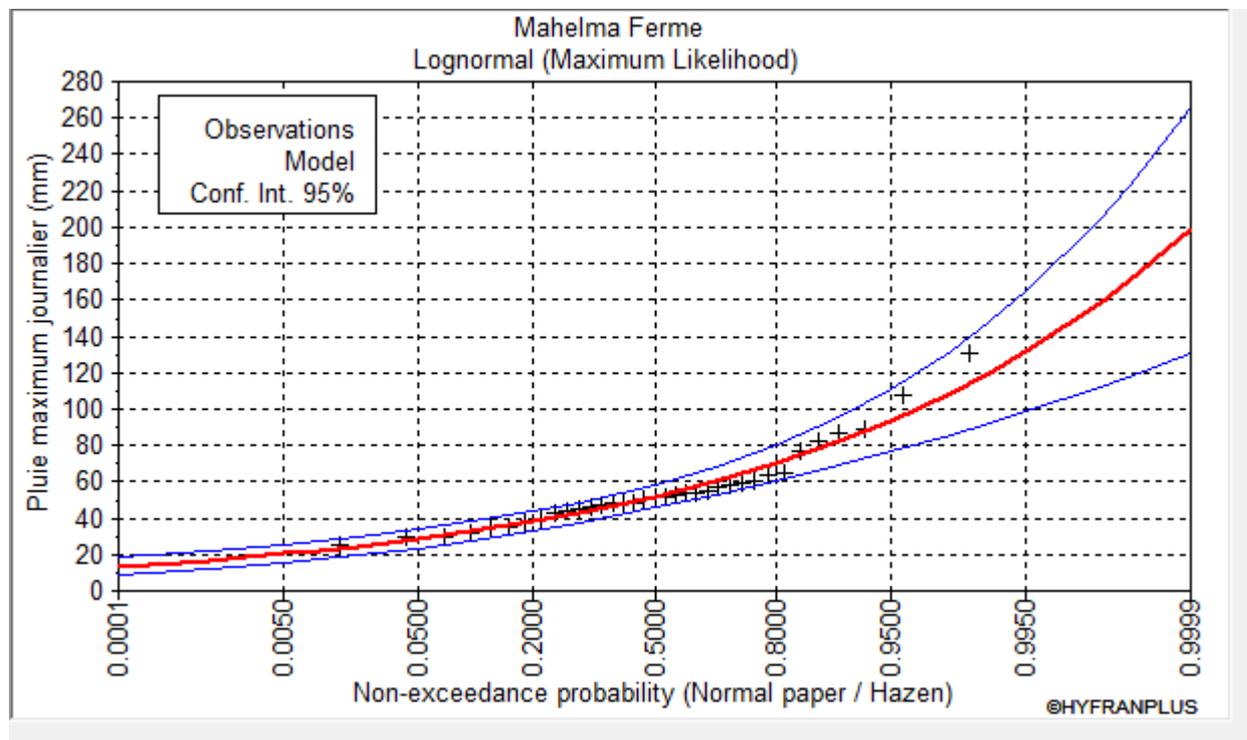


Figure III.4 : Représentation graphique de l'ajustement à la loi Galton

### III.3.3.4 Test d'adéquation

La loi choisie pour ajuster la distribution statistique d'un échantillon, ne représente qu'approximativement l'échantillon étudié. L'erreur commise en adoptant une loi donnée est une erreur d'adéquation.

L'un des tests les plus utilisés pour vérifier l'adéquation d'une loi à un échantillon donné est le test  $\chi^2$ .

Les résultats du test d'adéquation déduit à partir du logiciel HYFRAN sont :

Loi de GUMBLE :  $\chi^2$ .calculé = 7.74

Loi de GOTLAN :  $\chi^2$ .calculé = 6.37

$\chi^2$ .calculé <  $\chi^2$  theorique donc l'ajustement des lois est bon pour une probabilité  $1-\alpha$  soit 95 %

### Remarque :

Le teste de Khi deux ( $\chi^2$ ) indique les écarts entre les valeurs de l'échantillon étudié et celles données par la droite théorique d'ajustement.

Comme la valeur de la somme des  $\chi^2$  trouvée par la loi d'ajustement de Log normal (Galton) est inférieure par rapport à celle de la loi d'ajustement de Gumbel, alors cela veut dire que les écarts entre l'échantillon mesuré et les valeurs données par la loi Log normal sont plus petits, donc cette dernière sera choisie pour faire les prévisions relatives à notre étude.

### III.4 Pluies de courte durée

Le passage des pluies journalières maximales aux pluies de courtes durées est effectué au moyen de la formule K. Body (ANRH, 1984).

$$P_{tc} = P_{\max j} \left( \frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots (III.15)$$

*Avec :*

$P_{tc}$  : Pluie de durée  $t$ , et de fréquence  $f\%$  en mm.

$P_{\max j}$  : pluie maximale journalière de fréquence  $f\%$  en mm .

$t$  : durée de l'averse en heure

$b$  : exposant climatique de la région d'étude ( $b = 0.38$ , selon l'ANRH).

Les intensités maximales de période  $t$  (h) et période de retour  $T$  (ans) sont calculées par la relation :

$$I_t = \frac{P_{ct}}{t} \dots\dots\dots (III.16)$$

*Avec :*

*I* : l'intensité maximale de période *t* (*h*).

Les précipitations et les intensités maximales pour les différentes durées sont représentées dans le tableau suivant.

*Avec :*

*P* : Pluies de courte durée (*mm*).

*I* : Intensité maximale (*mm/h*).

Tableau III.15 : Récapitulatif des pluies, intensités maximales de durée t (h) et de période de retour T (ans)

Fréquence(%)	1		2		5		10		20	
PDR (an)	100		50		20		10		5	
T (h)	Pcd	It	Pdc	It	Pdc	It	Pdc	It	Pdc	It
1	35.867489	35.867489	32.5796359	32.5796359	28.0364206	28.0364206	24.5991196	24.5991196	20.9824811	20.9824811
2	46.6758647	23.3379324	42.3972438	21.1986219	36.4849676	18.2424838	32.0118639	16.0059319	27.3053809	13.6526904
3	54.4511493	18.1503831	49.459794	16.486598	42.5626484	14.1875495	37.3444132	12.4481377	31.8539224	10.6179741
4	60.7412564	15.1853141	55.1733079	13.793327	47.4794154	11.8698539	41.6583784	10.4145946	35.533635	8.88340875
5	66.1164575	13.2232915	60.0557822	12.0111564	51.6810309	10.3362062	45.3448704	9.06897408	38.6781276	7.73562552
6	70.8595597	11.8099266	64.3641	10.72735	55.3885558	9.23142597	48.597848	8.09964134	41.4528424	6.90880707
7	75.1342974	10.7334711	68.2469868	9.74956954	58.7299758	8.38999654	51.5296056	7.36137223	43.953564	6.27908057
8	79.0451393	9.88064242	71.7993349	8.97491686	61.7869506	7.72336882	54.2117914	6.77647392	46.2414065	5.78017581
9	82.663374	9.18481934	75.0858981	8.34287757	64.615204	7.17946712	56.6932974	6.29925526	48.3580738	5.37311931
10	86.0401134	8.60401134	78.153103	7.8153103	67.2546887	6.72546887	59.0091778	5.90091778	50.3334663	5.03334663
11	89.2134213	8.11031102	81.0355243	7.36686585	69.7351576	6.33955978	61.1855381	5.56232164	52.1898514	4.74453195
12	92.2125109	7.68437591	83.7596974	6.97997478	72.079446	6.0066205	63.2424137	5.27020114	53.9443189	4.49535991
13	95.0603586	7.31233527	86.3464924	6.64203787	74.3055136	5.71580874	65.1955626	5.01504328	55.6103098	4.27771614
14	97.7754059	6.98395757	88.8126604	6.34376146	76.4277757	5.45912683	67.0576326	4.7898309	57.1986125	4.08561518
15	100.372711	6.69151404	91.1718788	6.07812525	78.4580021	5.23053348	68.8389507	4.58926338	58.7180357	3.91453571
16	102.864748	6.42904677	93.4354797	5.83971748	80.4059449	5.02537156	70.5480732	4.40925457	60.1758777	3.76099236
17	105.261987	6.1918816	95.6129716	5.62429245	82.2797866	4.83998745	72.1921795	4.24659879	61.5782625	3.62225073
18	107.573309	5.97629492	97.7124219	5.42846789	84.0864695	4.67147053	73.7773608	4.09874227	62.9303855	3.49613253
19	109.806321	5.77928007	99.7407419	5.24951273	85.8319412	4.51747059	75.3088354	3.96362292	64.236698	3.38087884
20	111.967601	5.59838004	101.703904	5.0851952	87.5213413	4.37606707	76.7911129	3.83955565	65.5010465	3.27505232
21	114.062873	5.43156538	103.60711	4.93367189	89.1591457	4.2456736	78.2281204	3.72514859	66.7267807	3.17746575
22	116.097159	5.2771436	105.45492	4.79340544	90.7492794	4.12496725	79.6233017	3.61924098	67.9168381	3.08712901
23	118.074891	5.1336909	107.251359	4.66310256	92.2952062	4.01283505	80.9796958	3.52085634	69.073811	3.00320917
24	120	5	109	4.54166667	93.8	3.90833333	82.3	3.42916667	70.2	2.925

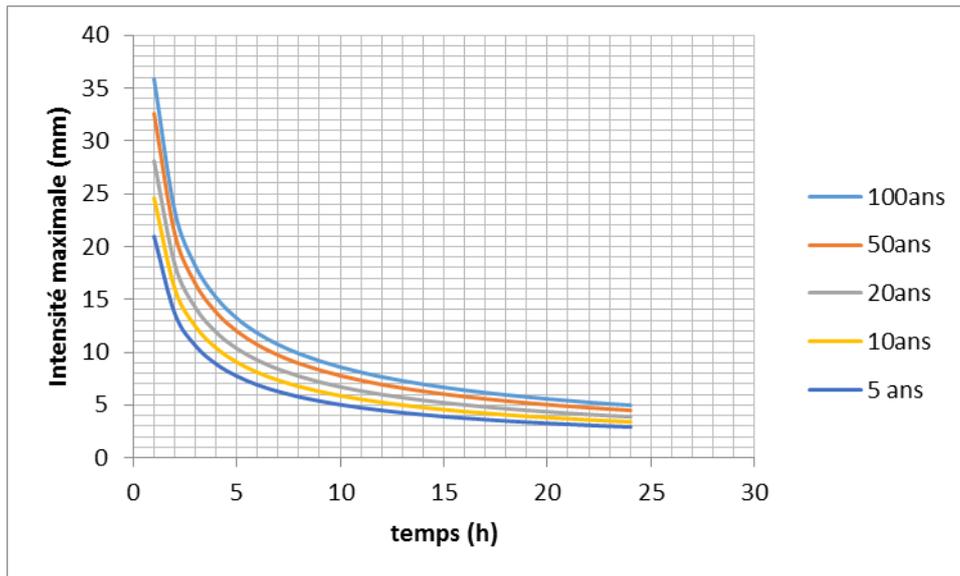


Figure III.5 : Courbe intensité-durée-fréquence

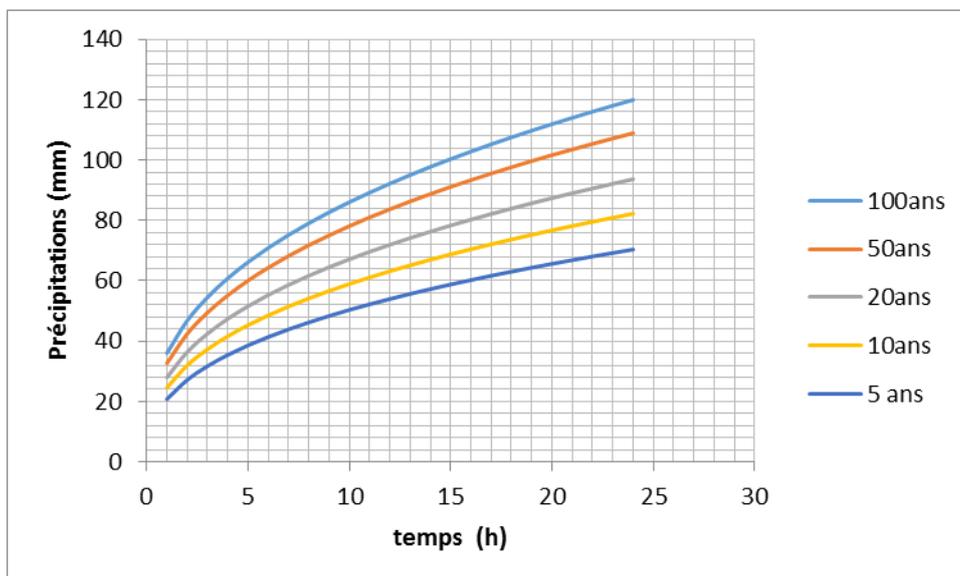


Figure III.6 : Courbe pluie-durée-fréquence

**III.5 Les apports****III.5.1 Apports liquides****III.5.1.1 Apport moyen interannuel ( $A_0$ )**

A défaut de toute donnée hydrométrique dans les différents bassins versants, l'apport moyen interannuel sera estimé par l'utilisation des formules empiriques.

*c). Formule de Medinger:*

$$A = L_e \cdot S \dots\dots\dots (III.17)$$

Où :

$$L_e = 1.024(P - 0.26)^2$$

$P$  : précipitation moyenne (m).

$L_e$ : lame d'eau écoulee (mm).

*e). Formule de Coutagne :*

$$A = L_e \cdot S$$

.....(III.18)

- Elle donne le déficit découlent  $D$  tel que:

$$D = P^2 - \lambda P^2$$

**Avec :**

$$\lambda = \frac{1}{0.8 + 0.14T_0}$$

$T_0$ : température moyenne dans la zone d'étude.  $T_0 = 18^\circ c$ .

- La lame d'eau écoulee est alors :  $L_e = P - D$ .

**j). Formule de l'ANRH**

L'apport moyen interannuel est donnée par :

$$A_0 = 0.915 \cdot P^{-2.684} \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots (III.19)$$

**Avec :**

*P* : précipitation moyenne (*m*).

*S*: superficie (*en Km<sup>2</sup>*).

Les résultats des apports moyens interannuels dans le tableau suivant :

**Tableau III.16 : Apports moyens interannuels selon les différentes méthodes**

<i>Sous bassin versant</i>	<i>SB1</i>	<i>SB2</i>	<i>SB3</i>
<i>Apport moy interannuel A<sub>0</sub></i>	<i>Mm<sup>3</sup></i>	<i>Mm<sup>3</sup></i>	<i>Mm<sup>3</sup></i>
<i>Formule de MEDINGUER</i>	0.020	0.011	0.025
<i>Formule de COUTAGNE</i>	0.241	0.127	0.303
<i>Formule de l'ANRH</i>	0.020	0.011	0.023

**\* Commentaire**

On prend la valeur calculée par la formule de l'ANRH parce qu'elle est proche à la valeur moyenne des 3 formules empiriques.

### III.5.1.2 Caractéristiques de l'écoulement

**a). Module de l'écoulement (M<sub>e</sub>)**

Il est donné par :

$$M_e = \frac{A_0}{T} \dots\dots\dots (III.20)$$

**Avec :**

$A_0$  : Apport moyen annuel [litres].

$T$  : Temps d'une année en [secondes] " $T = 31.536 \cdot 10^6$  secondes".

**b) Module de l'écoulement relatif ou spécifique ( $M_0$ )**

On a : 
$$M_0 = \frac{M_e}{S} \dots\dots\dots (III.21)$$

**D'où :**

$M_e$  : Module de l'écoulement [l/s].

$S$  : Superficie du bassin [ $Km^2$ ].

**c)- Lamé d'eau écoulée ( $L_e$ )**

On a : 
$$L_e = \frac{A_0}{S} \dots\dots\dots$$
  
(III.22)

**Où :**

$A_0$  : Apport moyen annuel [litres].

$S$  : Superficie du bassin.

**d)- Coefficient de l'écoulement ( $C_e$ )**

Il est donné par : 
$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} \dots\dots\dots (III.23)$$

**Avec :**

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

$L_e$  : Lamé d'eau écoulée en [mm].

**e) Coefficient de variation ( $C_v$ )**

Pour le calcul du coefficient de variation  $C_v$  et en absence d'une série d'observation, on doit utiliser les trois formules empiriques, qui sont :

▪ **Formule de Sokolovsky**

On a :  $C_v = a - 0.063 \cdot \log_{10}(S + 1)$  ..... (III.24)

Avec :  $a = 0.78 - 0.29 \cdot \log_{10}(M_0)$  ..... (III.25)

$M_0$  : Module de l'écoulement relatif [l/s/km<sup>2</sup>].

▪ **Formule d'Ourkuiprovodkhoz**

On a :  $C_v = \frac{0.7}{M_0^{-0.127}}$  ..... (III.26)

$M$  : Module de l'écoulement relatif [l/s/km<sup>2</sup>].

➤ **Formule de L'Antonov**

On a :  $C_v = \frac{0.7}{(S + 1000)^{0.097}}$  ..... (III.27)

$S$  : Superficie du bassin en [km<sup>2</sup>]

Les résultats des caractéristiques d'écoulement sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.17 : Les caractéristiques de l'écoulement**

SB	S (Km <sup>2</sup> )	A <sub>0</sub> (Mm <sup>3</sup> )	Me (L/S)	M <sub>0</sub> (L/S/Km <sup>2</sup> )	Le (mm)	Ce	Cv		
							F-SOKO	F-OURK	F-ANTO
SB1	1.294	0.02	0.63419584	0.49010498	15.4559505	0.069882672	0.84709877	0.63938841	0.35813236
SB2	0.684	0.011	0.34880771	0.5099528	16.0818713	0.072712716	0.85055676	0.64262016	0.35815353
SB3	1.622	0.023	0.72932522	0.44964563	14.1800247	0.064113689	0.85429373	0.63243017	0.35812098

**\* Commentaire**

On prend les valeurs de la formule de OURKGUIPROVODKHOZ parce qu'elles sont proches à la valeur moyenne des trois des formules empiriques, caractéristique d'écoulement.

### III.5.2 Evaluation des apports solides

Le manque de données de mesure du transport solide nous ramène à accepter toute méthode empirique qui nous permet l'ordre de grandeur acceptable de l'écoulement solide

➤ *Formule de Tixeront*

C'est la formule la plus utilisée en Algérie pour l'évaluation du taux d'abrasion :

$$E_s = a \cdot L_r^{0.15} \dots\dots\dots(III.28)$$

Où :  $E_s$  : taux d'abrasion (t/km<sup>2</sup>/an).

$L_r$  : lame d'eau ruisselée en (mm).

$a$  : coefficient empirique qui varie en fonction de la perméabilité du terrain (moyenne à faible  $a = 213$ )

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments  $\gamma = 1.35 \text{ T/m}^3$ .

$$V_s = \frac{E_s \cdot S}{\gamma} \dots\dots\dots(III.29)$$

Les résultats des apports solides sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III.18** : Les apports solides par sous bassins

<i>SB</i>	<i>S (km<sup>2</sup>)</i>	<i>Lr (mm)</i>	<i>Es (T/Km<sup>2</sup>/an)</i>	<i>Vs (m<sup>3</sup>/ans)</i>
SB1	1.294	15.4559505	321.1766481	307.8537649
SB2	0.684	16.0818713	323.0948912	163.7014115
SB3	1.622	14.1800247	317.0524776	380.9326805

## III.6 Etude de crues

### III.6.1 Différentes méthodes d'évaluation des crues

Les techniques utilisées pour la détermination des crues dépendent pour une grande part des données disponibles. Presque chaque problème qui se produit est unique du aux variations des conditions et des données qui fait que c'est la disponibilité des données plutôt que la nature des problèmes qui conditionnent la procédure. Il n'existe pas encore une unicité de calcul des crues les méthodes de calcul différent aussi selon le chargé d'études.

Nous rappelons ci-dessous les différentes méthodes de calcul des crues que chacune d'elles a ses avantages et ses inconvénients.

#### *a). Méthodes historiques*

Etudes des archives en quêtes auprès des populations et recherches d'anciennes traces des crues (les niveaux atteints par les crues du passé).

#### *b). Méthodes empiriques*

Relations établies entre le débit et la surface du bassin versant la pluie et la période de retour comme les formules de Greager. Fuller. Snyder. Possenti, ..., etc

#### *c). Courbes enveloppes*

Les pointes de crues maximales observées dans une région de caractéristiques hydrologiques homogènes sont reportées en fonctions de la surface du bassin versant permettant de tracer une courbe enveloppée (Francu-Rodier. Chaumont...).

#### *d). Méthodes probabilistes*

Analyse des débits afin de déterminer la loi de probabilité à laquelle ils répondent (Gumbel. Galton. Pearson III. Log Pearson III).

Méthode du Gradex basée sur l'hypothèse que durant des pluies fortes. Alors que le sol du bassin approche de la saturation chaque augmentation de la pluie tend à produire une augmentation du débit. En conséquence sur un graphique de Gumbel les droites de répartitions des fréquences des pluies et des débits sont parallèles.

**e). Méthodes déterministes**

Modélisent fondamentalement le processus pluie-écoulement du bassin et elles ont pour objectif de déterminer non seulement le débit de pointe mais également l'hydrogramme correspondant à la crue que celui aussi permet d'estimer le volume de cette crue.

**f). Méthode de l'hydrogramme unitaire**

Basée sur un travail de dépouillement averses – crues (version de Sherman).

Dans notre étude, on a utilisé les méthodes empiriques seulement.

**III.6.2 Application sur le bassin versant**

Partant des données morphologiques et pluviométriques existantes, une évaluation des débits de pointes des crues sera faite à partir de formules empiriques (*Mallet – Gauthier, Giandotti, Turazza et Sokolovski*). Ces relations sont celles qui traitent au mieux les petits bassins versants.

**III.6.2.1 Formule de Giandotti**

Dans leurs études sur les problèmes de l'eau en Algérie, ils ont établis une formule exprimant le débit maximum en crue en fonction des précipitations, de la surface du bassin versant et d'un coefficient K caractéristiques géographique et climatique du bassin versant.

$$Q_{max, p\%} = \frac{100 \cdot S \cdot (H_{moy} - H_{min})^{1/2}}{4 \cdot S^{1/2} + 1, 5 \cdot L} \cdot P_{tc} \dots \dots \dots (III.30)$$

*Avec :*

S : surface en km<sup>2</sup>,

H<sub>moy</sub> : altitude moyenne en m,

H<sub>min</sub> : altitude minimale en m,

L : longueur du cours d'eau principale en km

Ptc : Pluie de courte durée pour une fréquence donnée correspondant au temps de concentration (m)

**III.6.2.2 Formule de Turazza**

Cette formule utilise l'intensité moyenne maximale de précipitations déterminées sur un intervalle de référence égal au temps de concentration du bassin versant.

$$Q_{\max, P\%} = \frac{c \cdot \bar{i}_{tc} \cdot A}{3.6} \dots\dots\dots (III.31)$$

**Avec :**

*A* : Surface du bassin versant

$\bar{i}_{tc}$  : Intensité moyenne maximale des précipitations pendant une durée égale au temps de c concentration en mm/h. Ce paramètre est calculé dans le tableau.21.

*C* : coefficient de ruissellement de la crue considérée pour une probabilité *P*%

**Tableau III.19 : Valeurs de coefficient de ruissellement C**

<i>Fréquence %</i>	1	2	5	10	20
<i>Période de Retour</i>	100	50	20	10	5
<i>C</i>	0.5	0.35	0.3	0.25	0.20

**III.6.2.3 Formule de Sokolovski**

Le débit maximum probable est donné par la formule suivante :

$$Q_{\max, P\%} = 0,28 \cdot \frac{X_{P\% tc} \cdot \alpha_{P\%} \cdot S \cdot f}{t_c} \dots\dots\dots (III.32)$$

*ap*% : coefficient de ruissellement pour la crue probable

**D'où :**

$S$  : Surface du bassin versant en Km<sup>2</sup>.

$f$  : Coefficient de forme de la crue.

$T_c$  : Temps de concentration du bassin versant en h.

$X_{p\%, t_c}$  : précipitation en mm de probabilité p% correspondant à un temps  $t_c$ .

$0.28$  : coefficient de changement d'unité.

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

$$f = \frac{12}{4 + 3\gamma} \dots\dots\dots (III.33)$$

Pour :

- $S \leq 50km^2$  , on a :  $\gamma = 2$
- des petits bassins non boisé et sol peu perméable, on a :  $\gamma = 2 \div 2.5$
- bassin boisé et sol perméable, on a :  $\gamma = 3 \div 4$

Sachant que cas on prend  $\gamma = 3$ , alors :

$$f = \frac{12}{4 + 3\gamma} = 0.92$$

Les débits de crues des bassins versants calculés par les différentes formules sont représentés dans les tableaux suivants.

**Tableau III.20 : Débits de crues au SBV n°1**

Période de retour (an)	Formule de Giandotti (m3/s)	Formule de Turazza (m3/s)	Formule de Sokolovsky (m3/s)
100	2.8073048	16.96398056	7.682195126
50	2.54952	10.78656833	6.976766512
20	2.19542	7.955943333	6.007771163
10	1.9248876	5.817608333	5.267458716
5	1.6416076	3.969704444	4.492262437

**Tableau III.21 : Débits de crues au SBV n°2**

Période de retour (an)	Formule de Giandotti (m3/s)	Formule de Turazza (m3/s)	Formule de Sokolovsky (m3/s)
100	1.3450976	14.3849	3.040446809
50	1.2218272	9.145745	2.761807479
20	1.051424	6.74595	2.376629581
10	0.9227152	4.9324	2.08569734
5	0.7867552	3.36566	1.778374549

**Tableau III.22 : Débits de crues au SBV n°3**

Période de retour (an)	Formule de Giandotti (m3/s)	Formule de Turazza (m3/s)	Formule de Sokolovsky (m3/s)
100	3.9797267	13.63606389	18.30
50	3.6143196	8.670040556	11.48538954
20	3.1097826	6.394735	9.882099126
10	2.7290865	24.20111408	8.672343628
5	2.3285147	20.64469886	7.399428205

**Discussion des résultats**

- Les valeurs du débit obtenu en utilisant la formule de Turazza et celle de Sokolovsky sont assez proches pour les différentes périodes de retour en les comparant à ceux de la formule de Giandotti qui donne de faibles valeurs de débits.

Pour raison de sécurité, on retiendra les valeurs trouvées par la formule de Sokolovsky

**III.6.3 Hydrogrammes des crues**

Les Hydrogrammes de crues pour diverses fréquences sont évalués par la méthode de **Sokolovski** qui assimile l’hydrogramme à deux équations paraboliques.

$$1. \text{ La montée de la crue : } Q_{\max} = Q_{\max p} \left[ \frac{t}{t_m} \right]^n \dots\dots\dots (III.34)$$

$$2. \text{ La décrue : } Q_{\max} = Q_{\max p} \left[ \frac{t_d - t}{t_d} \right]^m \dots\dots\dots (III.35)$$

*Avec :*

$t_m$  : temps de montée de la crue.

$t_d$  : temps de la décrue.

$m.n$  : puissance des équations  $m = 2$ .  $n = 3$ .

$t_m = t_c$  ;  $t_d = \gamma . t_c$  ; On prend  $\gamma = 2$ .

**Tableau III.23 : Temps de montée et temps de décrue des 3 sous bassins versant**

<i>Sous bassins versants</i>	<i>Tm (h)</i>	<i>Td (h)</i>
<i>SBV 1</i>	<i>0.21</i>	<i>0.41</i>
<i>SBV2</i>	<i>0.098</i>	<i>0.196</i>
<i>SBV3</i>	<i>0.43</i>	<i>0.86</i>

Les débits de crues des différentes périodes de retour des sous bassins versants sont donnés dans les tableaux suivants ainsi que les Hydrogrammes de crues correspondantes.

**Tableau III.24 : Hydrogrammes des crues de différentes périodes de retour du SBV n°1**

Priode de retour	100	50	20	10	5
T(h)	Q1%	Q2%	Q5%	Q10%	Q20%
0	0	0	0	0	0
0.05	0.10366051	0.09421229	0.08098477	0.07113163	0.06060361
0.1	0.82928409	0.7536983	0.6478782	0.56905302	0.48482885
0.15	2.79883382	2.54373178	2.18658892	1.92055394	1.63629738
0.21	7.68	6.98	6	5.27	4.49
0.3	0.5528138	0.50242713	0.43188578	0.37933968	0.32319453
0.35	0.16447353	0.14948245	0.12849494	0.11286139	0.09615705
0.4	0.00456871	0.00415229	0.0035693	0.00313504	0.00267103
0.41	0	0	0	0	0

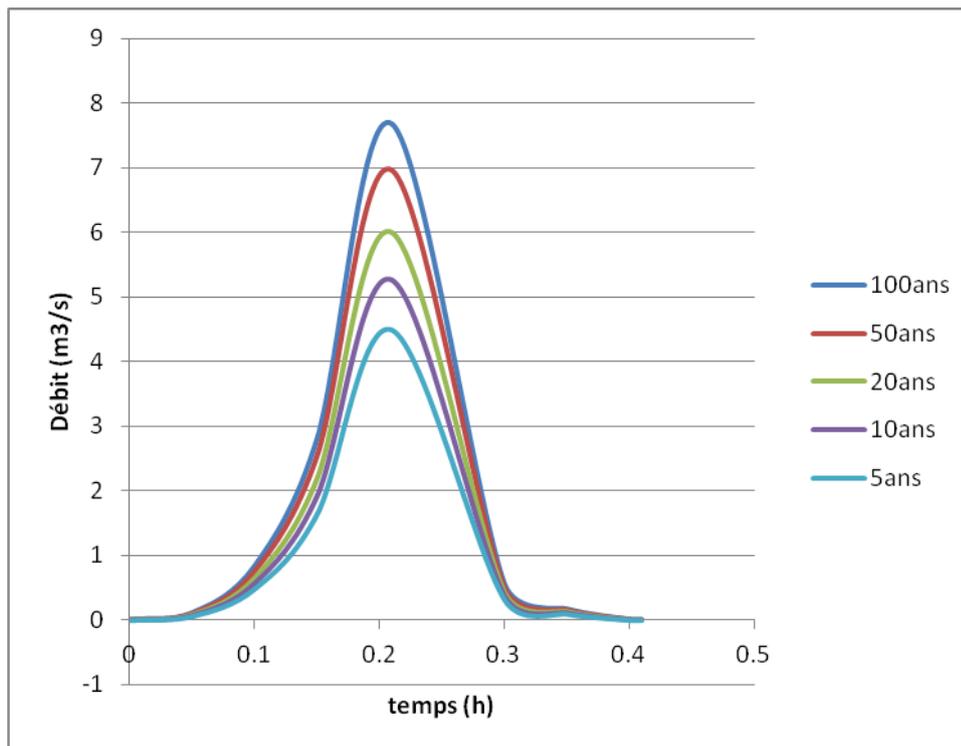


Figure III.7 : Hydrogrammes des crues du SBV1

Tableau III.25 : Hydrogrammes des crues de différentes périodes de retour du SBV n°2

Période de retour	100	50	20	10	5
T(h)	Q1%	Q2%	Q5%	Q10%	Q20%
0	0	0	0	0	0
0.03	0.08720856	0.07917619	0.06827512	0.05995589	0.05106291
0.06	0.69766849	0.63340955	0.54620099	0.47964709	0.40850326
0.098	3.04	2.76	2.38	2.09	1.78
0.1	0.72929613	0.66212411	0.5709621	0.50139109	0.42702207
0.11	0.5852728	0.5313661	0.458207	0.40237505	0.34269263
0.12	0.45707622	0.41497709	0.35784257	0.3142399	0.26763015
0.13	0.34470637	0.3129571	0.2698688	0.23698563	0.20183465
0.15	0.1674469	0.15202416	0.13109329	0.11511974	0.09804456
0.16	0.10255727	0.0931112	0.08029155	0.07050812	0.06004998
0.18	0.02025823	0.01839234	0.01586006	0.01392753	0.01186172
0.196	0	0	0	0	0

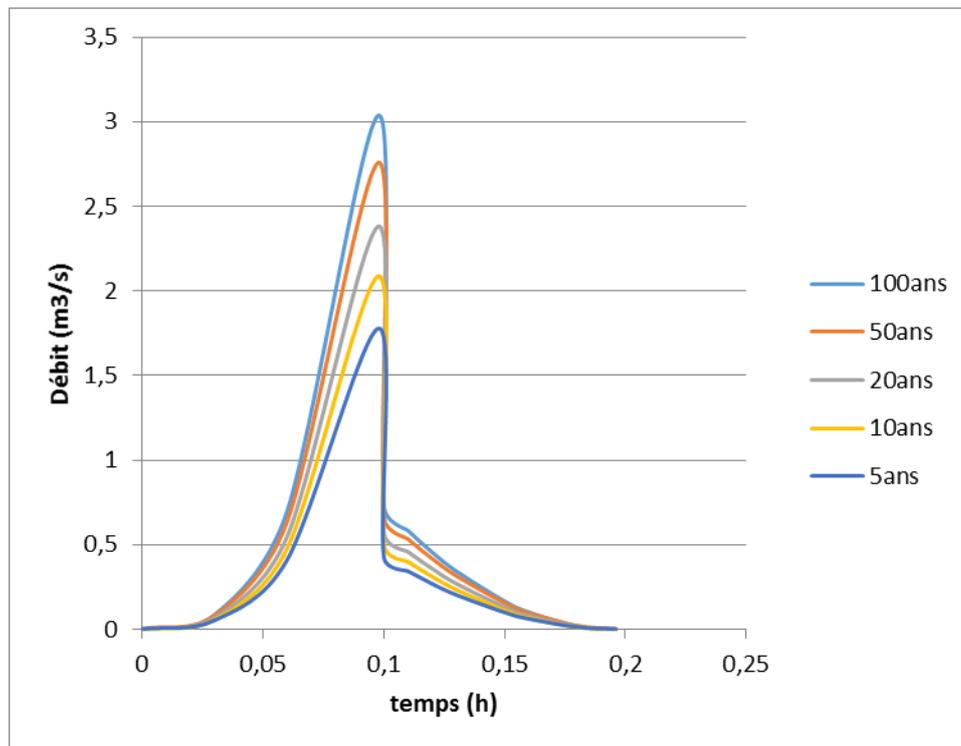
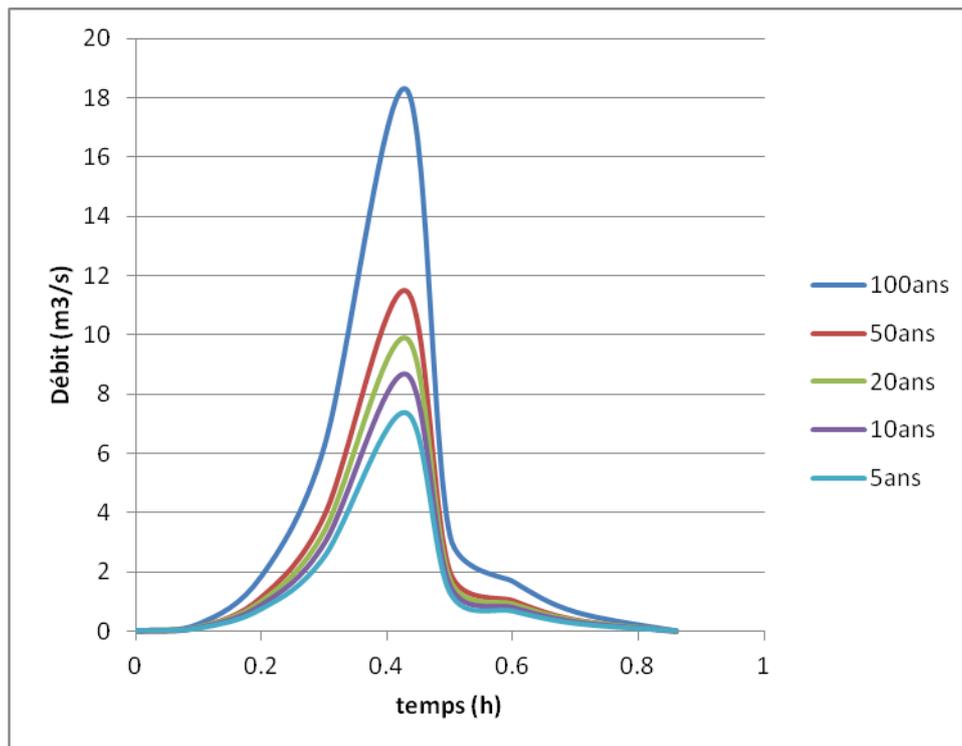


Figure III.8 : Hydrogrammes des crues du SBV2

Tableau III.26 : Hydrogrammes des crues de différentes périodes de retour du SBV n°3

Période de retour	100	50	20	10	5
T(h)	Q1%	Q2%	Q5%	Q10%	Q20%
0	0	0	0	0	0
0.1	0.15910549	0.14413825	0.12426579	0.109047	0.09307357
0.2	1.2728439	1.15310602	0.9941263	0.87237602	0.74458853
0.3	4.29584816	3.8917328	3.35517627	2.94426906	2.51298628
0.43	18.30	11.46	9.88	8.67	7.4
0.5	2.21665765	2.00813413	1.73127096	1.51924283	1.29670092
0.6	1.15621958	1.04745268	0.90303948	0.79244456	0.6763656
0.7	0.4378583	0.39666847	0.34197945	0.30009735	0.25613845
0.86	0	0	0	0	0



**Figure III.9 : Hydrogrammes des crues du SBV3**

### Conclusion

La présente étude hydrologique s'inscrit dans le cadre de la protection de la ville de Zeralda contre les inondations. Elle a pour objectif la quantification des apports liquides de différentes périodes de retour (5, 10, 20, 50 et 100 ans), y compris les hydrogrammes de crues correspondants en vue de la conception et du dimensionnement conformes des ouvrages d'aménagement de protection contre les inondations.

Dans ce chapitre, on a constaté aussi que la loi de Log normal est le meilleur pour faire l'ajustement que la loi de Gumbel.

On considère en même temps la crue centennale comme la crue de projet vu son importance et la hauteur de débordement qu'elle engendre donc, on opte pour le débit de dimensionnement de 1% et on adopte un débit maximal de crue centennale donné par la formule de Turazza par raison de sécurité.

# **Chapitre IV : Calcul hydraulique**

## IV.1 Introduction

Le calcul hydraulique s'inspire de la règle des valeurs extrêmes (débit et vitesse d'écoulement), donc les canaux doivent satisfaire les conditions de l'évacuation rapide et continue de toutes les quantités des eaux dans le but d'assurer une protection suffisante contre les inondations. L'hydraulique fluviale, qui fait une partie de l'hydraulique, traite des écoulements dans les canaux artificiel et naturels ayant une surface libre soumise à la pression atmosphérique et dont la forme peut varier, ce qui implique une variation possible de la forme et des dimensions de la section transversale de la masse liquide.

L'homme s'est servi des cours d'eau pour la ressource en eau de boisson dans un premier temps et comme source d'alimentation. C'est au XIX<sup>ème</sup> siècle que les canalisations de cours d'eau sont apparues, coupant les méandres et stabilisant les berges par des pierres puis la technique des palplanches s'est imposée. Ces aménagements répondaient souvent à des objectifs légitimes : protéger des inondations les terres cultivables et les habitations, luttées contre l'érosion des berges, irriguées, alimenter en eau potable les hommes et le bétail... etc.

## IV.2 Différents aménagements d'un cours d'eau

Un canal est une machine hydraulique aménagée par l'Homme dont le concepteur modifie alors les caractéristiques géométriques et hydrauliques d'un cours d'eau, par curages, creusements, rectifications, élargissement, bétonnage des berges et du fond, recalibrage ...

- **Dragage** : Approfondissement du lit mineur par prélèvement de ses matériaux.
- **Couverture de cours d'eau** : Canalisation poussée à l'extrême, notamment en milieu urbain ou périurbain, avec la couverture ou la mise sous tuyau complète du cours d'eau sur des linéaires pouvant être très importants.
- **Endiguement** : Augmentation de la hauteur des berges pour éviter le débordement des eaux et pour préserver le maximum d'espace pour l'agriculture et l'urbanisation. Dans les plaines alluviales, des milliers de kilomètres de berges de cours d'eau ont été protégés contre les processus d'érosion, le plus souvent au moyen de techniques dites "lourdes" à base de perrés, de murs de béton, d'enrochements, d'épis, de palplanches, de gabions, ... etc.
- **Rectification** : De très nombreux cours d'eau naturellement sinueux ou méandriformes ont été artificiellement rectifiés sur de longues distances, généralement pour en augmenter la débitance (notamment grâce à l'augmentation de la pente) et réduire ainsi la fréquence de submersion des terrains riverains.
- **Recalibrage** : Le principe du recalibrage consiste à augmenter la débitance du lit mineur en augmentant la section d'écoulement par élargissement du lit, approfondissement ou les deux. Le recalibrage des cours d'eau est probablement l'un des types d'intervention les plus fréquemment réalisés dans le monde. Ce type de travaux hydrauliques a été mis en œuvre très anciennement dans les zones urbaines et périurbaines, souvent accompagné d'endigements étroits, pour réduire la fréquence des inondations.
- **Déplacement de cours d'eau** : Un certain nombre de cours d'eau ont été volontairement déplacés de leur position initiale naturelle vers l'un ou l'autre côté du fond de vallée. Ces

déplacements sont souvent très anciens (plusieurs siècles). L'objectif était principalement de gagner des terres cultivables ou d'améliorer leur exploitabilité .

### **IV.3 Objectif de l'aménagement**

L'objectif principal de cet aménagement est la canalisation de l'Oued Boudahles tout en respectant les conditions d'écoulement, de protection et de stabilité des berges, et cela afin d'assurer la protection des habitants, leurs biens et des terres agricoles contre les inondations.

Pour les besoin d'étude et dans le cadre de l'aménagement on a utilisé des cartes topographiques au 1/50'000<sup>ème</sup>, les vues aériennes de la zone d'étude (Google Earth) du levé topographique et de l'étude hydrologique du bassin versant d'Oued Boudahles.

### **IV.4 Débit de dimensionnement**

Le débit de dimensionnement est choisi à partir des normes de protection et de sécurité contre les inondations, et selon l'étude hydrologique, La période de retour choisi est 100ans.

Le débit choisit pour le dimensionnement est :  $18.3\text{m}^3/\text{s}$

### **IV.5 Généralités sur les écoulements**

#### **IV.5.1 Ecoulement à surface libre**

Il est défini comme un écoulement de liquide avec une surface qui est en contact avec l'aire libre est la pression atmosphérique, ce cas d'écoulement se fait sous l'action de la force de gravité à cause de l'existence de la pente.

#### **IV.5.2 Canaux à ciel ouvert**

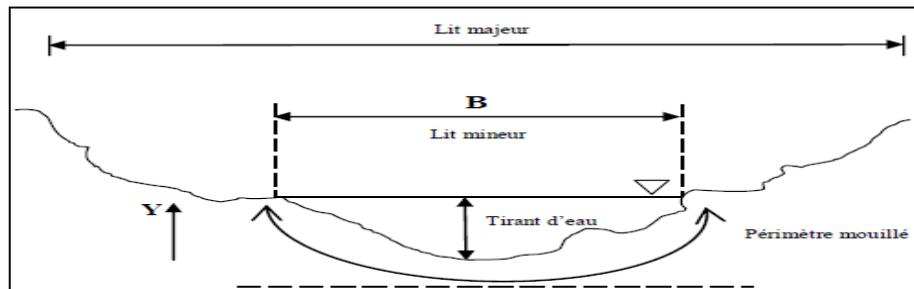
On appelle canal, un système de transport dans lequel l'eau s'écoule et dont la surface libre est soumise à la pression atmosphérique. Le profil de meilleure conductivité est le profil qui véhicule le débit maximum. Pour un canal de pente "i" et de coefficient de rugosité "n", La section qui véhicule le débit maximum est celle ou le rayon hydraulique est maximum, et la section est minimale.

#### **IV.5.3 Différents types de Canaux On distingue deux catégories de canaux**

- 1) Canaux naturels.
- 2) Canaux artificiels.

### 1) Les canaux naturels

Ce sont les cours d'eau qui existent naturellement sur (ou sous) terre; tels que les ruisselets, torrents, rivières, fleuves et estuaires. Les propriétés géométriques et hydrauliques des canaux naturels sont généralement assez irrégulières. L'application de la théorie hydraulique ne donne que des résultats approximatifs obtenus moyennant certaines hypothèses.



**Figure IV.01** Vue en profil d'un canal naturel (M.HASSANE, 2009/2010)

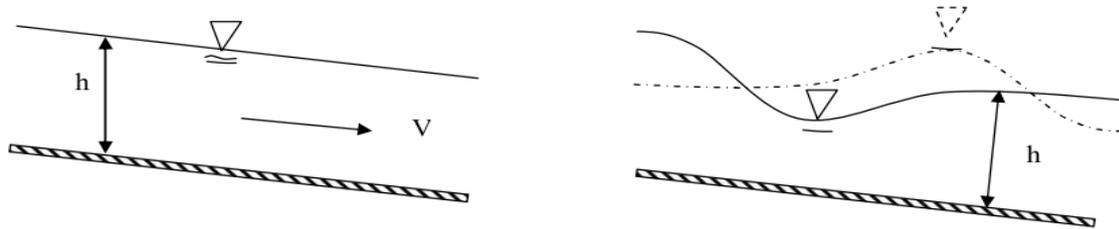
- ✓ **Section d'écoulement (ou section mouillée)  $S_m$**  Partie de la section du canal limitée par les parois et la surface libre.
- ✓ **périmètre mouillé  $P_m$**  Longueur de la surface d'écoulement en contact avec le lit (fond + berges), c'est-à-dire le périmètre de la section d'écoulement moins la largeur au miroir.
- ✓ **largeur au miroir  $B$**  Largeur de la section d'écoulement au niveau de la surface libre. La pression du fluide à cette interface est égale à celle de l'atmosphère.
- ✓ **tirant d'eau** Profondeur maximale d'une section d'écoulement ;

### 2) Les canaux artificiels

Ce sont des cours d'eau réalisés par l'homme sur (ou sous) terre tels que: les canaux découverts construits au ras du sol (canaux de navigation, d'adduction et d'évacuation, d'irrigation et de drainage) ou les canaux couverts dans lesquels les liquides ne remplissent pas toute la section (tunnels hydrauliques, aqueducs, drains, égouts). Les propriétés hydrauliques des canaux artificiels sont généralement assez régulières. L'application de la théorie hydraulique donne souvent des résultats satisfaisants.

**IV.5.4 Types d'écoulements**

**a) Variabilité dans le temps**



a) Ecoulement permanent

b) Ecoulement non permanent

**Figure IV.02 Types d'écoulements (M.HASSANE, 2009/2010)**

**a.1 Ecoulement permanent**

On dit un écoulement permanent si les paramètres suivants : vitesse, débit et profondeur restent invariables dans le temps en grandeur et en direction. C'est à dire :

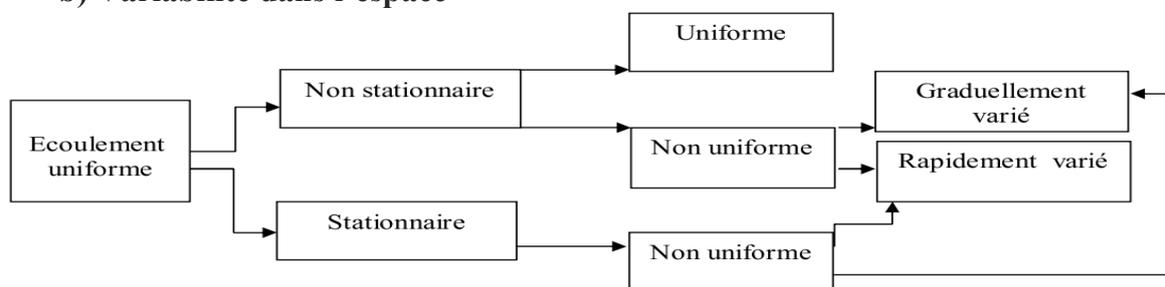
$$\frac{dv}{dt} = \frac{dQ}{dt} = \frac{dh}{dt} = \frac{du}{dt} = 0 \tag{IV.01}$$

**a.2 Ecoulement non permanent**

On dit un écoulement permanent lorsque les paramètres suivants : vitesse, débit et profondeur se varient dans le temps en grandeur et en direction. C'est-à-dire :

$$\frac{dv}{dt} \neq \frac{dQ}{dt} \neq \frac{dh}{dt} \neq \frac{du}{dt} \neq 0 \tag{IV.02}$$

**b) Variabilité dans l'espace**



**Figure IV.03 Schéma représentant les différents types d'écoulements**

### b.1 Régime uniforme

Un écoulement est uniforme si les paramètres suivants : vitesse, pente, rugosité, profondeur et section restent invariables dans l'espace. C'est à dire :

$$\frac{dv}{dx} = \frac{di}{dx} = \frac{dh}{dt} = \frac{ds}{dx} = 0 \quad (\text{IV.03})$$

### b.2 Régime non uniforme

Un écoulement est non uniforme si les paramètres suivants : vitesse, pente, rugosité, profondeur et section se varient dans l'espace. C'est à dire :

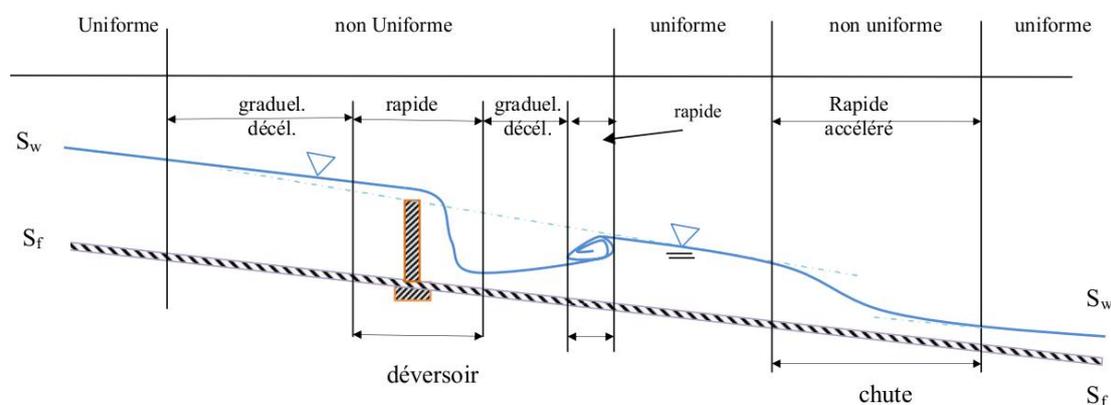
$$\frac{dv}{dx} \neq \frac{di}{dx} \neq \frac{dh}{dx} \neq \frac{ds}{dx} \neq 0 \quad (\text{IV.04})$$

#### ✓ Régime non uniforme graduellement varié

Régime d'écoulement où la variation de hauteur dans la direction d'écoulement est très faible, typiquement si  $x$  désigne une longueur d'écoulement et  $\Delta h$  une variation de hauteur, on a  $\Delta h/x \ll 1$ .

#### ✓ Régime non uniforme rapidement varié

Régime d'écoulement où la variation de hauteur dans la direction d'écoulement est très importante, En effet à l'approche d'une singularité ou bien en cas de ressaut bien en cas de ressaut hydraulique, l'écoulement peut entrer dans un régime rapidement varié.



**Figure IV.04 Schéma représentant les différents régimes d'écoulements**

#### a) Régime d'écoulement

L'écoulement d'un fluide réel dans canal à surface libre engendre les forces d'inertie, de gravité et de frottement (viscosité et rugosité).

Les équations réduites du mouvement font intervenir les coefficients ou nombre adimensionnels suivants :

- *Le nombre de Froude*, qui est le rapport entre les forces de pesanteur et les forces d'inertie.

- *Le Nombre de Reynolds*, qui est le rapport entre les forces de frottement et les forces de d'inertie.
- *La rugosité relative*, qui est le rapport entre la hauteur de la rugosité et une longueur caractéristique.

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

- écoulement laminaire  $Re' < 500$  ;
- écoulement turbulent  $Re' > 2000$  ;
- transitoire  $500 < Re' < 2000$ .

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

**Le rôle du nombre de Froude:** est de permettre le classement des écoulements comme suit :

- écoulement fluvial  $Fr < 1$  ;
- écoulement torrentiel  $Fr > 1$  ;
- écoulement critique  $Fr = 1$ .

Dans la pratique on ne rencontre des trois types d'écoulements.

Par conséquent, les effets du nombre de Reynolds et du nombre de Froude donnent quatre régimes d'écoulement :

- fluvial-laminaire  $Fr < 1$  ,  $Re' < 500$  ;
- fluvial-turbulent  $Fr < 1$  ,  $Re' > 2000$  ;
- torrentiel-laminaire  $Fr < 1$  ,  $Re' < 500$  ;
- torrentiel-turbulent  $Fr > 1$  ,  $Re' > 2000$ .

Finalement un écoulement uniforme ou variant graduellement peut être caractérisé selon son régime : fluvial, critique ou torrentiel.

## IV.6 Dimensionnement des canaux

Pour un écoulement lentement variable, on peut admettre qu'en toute section la pente de la ligne de charge est celle d'un régime uniforme.

### IV.6.1 V.7.1 Conditions de l'écoulement uniforme

- 1- le débit de l'eau dans chaque section des tronçons proposés est constant.
- 2- le canal est prismatique.

- 3- La profondeur  $h$  du courant est constante en sa longueur.
- 4- La pente de chaque section est constante.
- 5- La rugosité des parois est constante.
- 6- Les résistances locales sont absentes.

## IV.6.2 V.7.2 Formules de calcul

La formule de calcul principale pour un écoulement permanent uniforme est la formule de Chézy.

✓ La vitesse moyenne du courant est sous la forme suivant :

$$V = C \cdot \sqrt{R \cdot I} \quad (\text{IV.05})$$

On utilisant le produit suivant :  $Q = V \times S$  (IV.06)

On obtient :

$$Q = C \cdot S \cdot \sqrt{R \cdot I} \quad (\text{IV.07})$$

**C** : Coefficient de Chézy ( $\text{m}^{0.5}/\text{s}$ )

**R** : Rayon hydraulique étant la surface mouillée  $S_m$  sur le périmètre mouillé  $P_m$  ;  $R_h = \frac{S_m}{P_m}$

**I** : Pente de fond du canal (radier).

### V.7.3 Détermination de coefficient de Chézy

En utilisant les formules empiriques pour la détermination du coefficient de Chézy

#### 1) Formule d'Agroskine

$$C = \frac{1}{n} + 17.72 \log R_h \quad (\text{IV.08})$$

Avec :

**C** : Coefficient de Chézy ( $\text{m}^{0.5}/\text{s}$ ).

**R<sub>h</sub>** : Rayon hydraulique,

**n** : Rugosité.

#### 2) Formule de Maning-Strickler

$$C = \frac{1}{n} R_h^{\frac{1}{6}} \quad (\text{IV.09})$$

Avec :

**C** : Coefficient de Chézy ( $\text{m}^{0.5}/\text{s}$ )

**R<sub>h</sub>** : Rayon hydraulique, avec :

$n$  : Rugosité avec  $K_S = \frac{1}{n}$  ( $K_S$  coefficient de Strickler).

La formule de MANING-STRICKLER permet de transformer la formule de Chézy pour obtenir :

$$V = K_S \cdot R_h^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad (\text{IV.10})$$

Où

$K_S$  : coefficient de rugosité de STRICKLER ( $\text{m}^{1/3}/\text{s}$ ) ;

$R_h$  : le rayon hydraulique (m) ;

$I$  : la pente du radie (km/km).

### 3) Formule de Pavlovsky

$$C = \frac{1}{n} R_h^{1/y} \quad (\text{IV.11})$$

Avec :

$C$  : Coefficient de Chézy ( $\text{m}^{0.5}/\text{s}$ )

$n$  : Rugosité.

$R_h$  : Rayon hydraulique, avec :

$y$  : est l'exposant déterminé soit d'après la relation complète :

$$y = 2.5\sqrt{n} - 0.13 - 0.75\sqrt{R_h}(\sqrt{n} - 0.10) \quad (\text{IV.12})$$

Ou bien par les égalités simplifiées :

$$y = 1.5\sqrt{n} \quad \text{à } R_h < 1\text{m} \quad (\text{IV.13})$$

$$y = 1,3\sqrt{n} \quad \text{à } R_h > 1\text{m} \quad (\text{IV.14})$$

### 4) Formule de Bazin

$$C = \frac{87}{1 + \frac{m_B}{\sqrt{R_h}}} \quad (\text{IV.15})$$

$m_B$  : Coefficient de Bazin. (Il est entre 0,06 et 1.75  $\text{m}^{0,5}$ ).

**Remarque :**

Dans notre calcul on travaille avec la formule de Maning-Strickler

## IV.7 Paramètres géométriques

### IV.7.1 Choix de la section de meilleure conductivité

Le profil de meilleure conductivité est le profil qui véhicule le débit maximum. Pour un canal de pente  $J_u$  et de coefficient de rugosité  $n$ , la section qui véhicule le débit maximum  $Q_{\max}$  est celle où le rayon hydraulique  $R_h$  est maximal, et la section  $S$  est minimale. ( $R_h$  étant la section mouillée  $S_m$  sur le périmètre mouillé  $P_m$ ).

Notre choix portera sur la section trapézoïdale, dont les caractéristiques sont la suivantes :

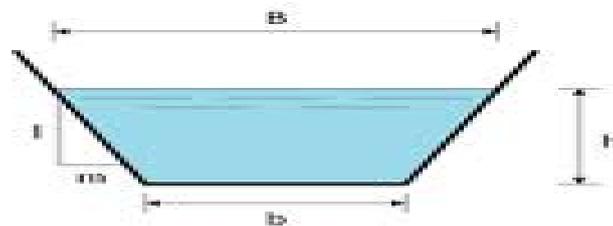


Figure IV.05 Canal à forme trapézoïdale

Avec :

$m$  : Le fruit des talus,  $m = \cotg \varphi$  .dans la section la plus avantageuse ;

$h$  : Le tirant d'eau maximum (pour  $Q_{\max}$ ), en m ;

$B$  : La largeur supérieure du canal, en m ;

$b$  : La largeur inférieure du canal, en m.

On définit la surface mouillée  $S$  et le périmètre mouillé  $P$  par :

$$S = h. ( b + m.h ) \quad (IV.16)$$

$$P = b + 2.h.\sqrt{1 + m^2} \quad (IV.17)$$

### IV.7.2 VI.8.2 Calcul du rayon hydraulique maximal

$$\text{On a: } R_h = \frac{S}{P} \quad (IV.18)$$

Alors: Le rayon hydraulique sera max pour une valeur de  $P_{\min}$ .

Le périmètre soit min pour  $dP=0$ .

On a :

$$dS = h db + (b + m.h) .dh = 0 \quad (V.19)$$

$$dP = db + 2 (1 + m^2)^{0,5} .dh=0 \quad (IV.20)$$

Les équations 19 et 20 donnent:

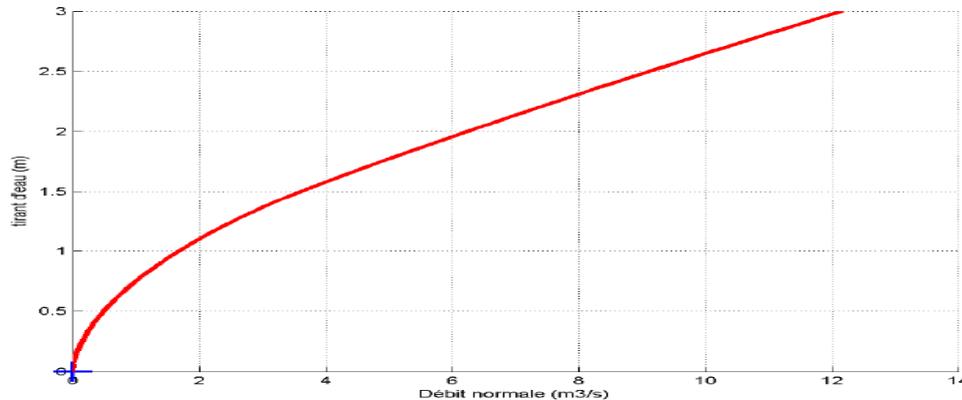
$$b = 2.h (1 + m^2)^{0,5} - m \quad (IV.21)$$

**Tableau IV.01:** Paramètres géométriques d'un canal à section trapézoïdale

Désignation	Expression
<b>b (m)</b>	$2h.\sqrt{1 + m^2} - m$
<b>B(m)</b>	$b+2m.h$
<b>S (m<sup>2</sup>)</b>	$h.(b+m.h)$
<b>P (m)</b>	$b + 2h.\sqrt{1 + m^2}$
<b>R<sub>h</sub></b>	$\frac{S}{P}$

### IV.7.3 Calcul de la profondeur normale $h_n$

A un débit donné,  $h_n$  est appelé profondeur normale, une fois fixée la nature de la paroi et la pente, on dispose en régime permanent et uniforme d'une relation reliant la profondeur  $h$  au débit  $Q$ . Dans les sections évasées, le débit croît toujours lorsque la profondeur de l'eau augmente (fig V.06). La détermination de la profondeur normale ( $h_n$ ) se fait par plusieurs méthodes ; et parmi ces méthodes on a la méthode graphique et la méthode itérative.



**Figure IV.06** Relation entre le tirant d'eau et le débit normal

#### a) Méthode graphique

On tire la valeur de  $h_n$  à partir du graphe  $I = f(h)$ , on trace le graphe par le calcul des valeurs de  $I$  en augmentant  $h$  avec un pas jusqu'à atteindre la valeur de la pente désiré. Donnant que :

$$I = \frac{Q_{normal}^2}{C^2.S^2.R}$$

(IV.22)

Cette formule est tirée à partir de l'équation générale de l'écoulement permanent uniforme

$$Q = S_m \cdot C \sqrt{R} \cdot \sqrt{I} \quad (\text{IV.23})$$

#### b) Méthode itérative

On tire la valeur de (B) à partir de l'équation générale de l'écoulement uniforme.

$$Q = S \cdot C \cdot \sqrt{R \cdot I} \quad (\text{IV.24})$$

Donc, on fixe la valeur de (H) et on donne des valeurs a (b) et on détermine Q jusqu' a une valeur de débit très proche on égale au  $Q_n$

**Par suite on trace la courbe  $Q = f(B)$ , et on détermine la valeur de b correspondante à  $Q_n$**

### IV.7.4 Calcul de la profondeur critique $h_{cr}$

Le calcul de  $h_{cr}$  se fait aussi par plusieurs méthodes, on cite trois méthodes qui sont :

- la méthode graphique.
- la méthode d'AGROSKINE.
- la méthode itérative.

#### i. Méthode graphique

La méthode graphique est basée sur le graphe de l'énergie en fonction de h. La valeur de  $h_{cr}$  est la valeur qui correspond à l'énergie spécifique minimale.

##### 1) L'énergie spécifique

L'énergie spécifique  $H_s$  ou «charge spécifique» dans une section transversale mouillée est la valeur moyenne de l'énergie des molécules du liquide de cette section par unité de poids du liquide, cette énergie étant rapportée a l'axe horizontal passant par le point le plus bas de la section.

La charge moyenne de la section par rapport à un plan de référence donnée (choisie), est la différence entre la ligne de charge et le fond du canal dans une section donnée.

Donc on construit le graphe :  $H_s = f(h)$  sachant que :  $H_s = H_p + H_c$  (IV.25)

$H_p$  : Energie potentielle est égale à  $h$  ; ( $H_p = h$ )

$H_c$  : Energie cinétique est égale à ; ( $H_c = V^2/2g$ )

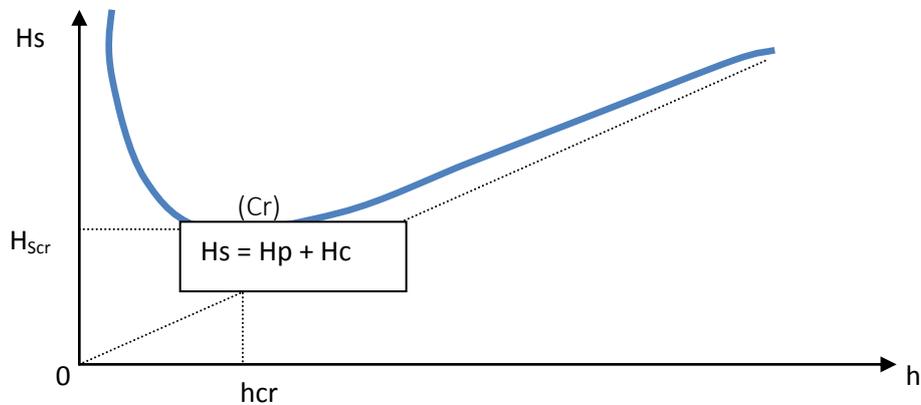


Figure IV.07 Energie spécifique en fonction de la profondeur

### ii. Méthode analytique d'Agroskine

La méthode d'AGROSKINE utilise la formule suivante : La condition de criticité est :

$$\frac{\alpha \times Q^2 \times B_{cr}}{g \times S_{cr}^3} = 1 \quad (IV.27)$$

$\alpha$  : Coefficient d'énergie cinétique dans la pratique on prend  $\alpha = 1$ .

$B$  : Largeur du plan d'eau en surface.

$g$  : Accélération gravitaire prise égale à  $9.81 \text{ m/s}^2$ .

### iii. Méthode itérative

Cette méthode consiste à tirer la valeur de  $h_{cr}$  qui correspond à  $Q^2/g$ . Donc on tire la valeur de  $(S^3/B) = Q^2/g$  et on tire par un tableur la valeur de  $h_{cr}$  qui lui correspond.

## IV.7.5 Calcul de la pente critique

La valeur de la pente de fond dépend essentiellement de la topographie et de la constitution du terrain. Cette pente, généralement faible. La pente critique correspondant à la profondeur critique. Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q = C \cdot S_{cr} \cdot \sqrt{R_h \cdot I_{cr}} \quad (IV.28)$$

Donc :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{C^2 \cdot S_{cr}^2 \cdot R_h} \quad (IV.29)$$

### IV.7.6 Nombre de Froude

C'est le rapport entre les forces de gravité et celles d'inertie ou:

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \cdot h}} \quad (IV.30)$$

Le rôle du nombre de Froude est de permettre le classement des écoulements comme suit :

- écoulement fluvial  $Fr < 1$   $\Rightarrow h_{cr} < h_n$
- écoulement torrentiel  $Fr > 1$   $\Rightarrow h_{cr} > h_n$
- écoulement critique  $Fr = Fr_{cr} = 1$   $\Rightarrow h_{cr} = h_n$

## IV.8 Calcul de la ligne d'eau

### IV.8.1 Equation de la ligne d'eau

L'équation de la surface libre de la ligne d'eau, est une équation liée à l'abscisse et à l'ordonnée de chaque point de la ligne d'eau pour un débit et une pente du canal donnée.

En basant sur l'équation d'énergie :

$$H = Z + \frac{v^2}{2g} + h \quad (IV.31)$$

Et sur l'équation de la continuité :

$$V = \frac{Q}{S} \quad (IV.32)$$

Dérivant l'équation (IV-31) par rapport à  $x$ , on trouve :

$$\frac{dH}{dx} = \frac{dZ}{dx} + \frac{d}{dx} \left( \frac{(Q/S)^2}{2g} \right) + \frac{dh}{dx} \quad (IV.33)$$

Comme :  $\frac{dz}{dx} = -J_f$  (IV.34)

$$\frac{dH}{dx} = -J_e = -\frac{(Q/S)^2}{C^2 \cdot R_h} \quad (IV.35)$$

On trouve :

$$\frac{dh}{dx} = J_f \frac{1 - \frac{(Q/S)^2}{C^2 \cdot R_h \cdot J_f}}{1 - \frac{(Q/S)^2}{g \cdot S / B}} \quad (IV.36)$$

### IV.8.2 Différentes formes de courbe de remous

Les courbes représentant la ligne d'eau d'un tel mouvement sont généralement appelées courbes de remous. D'après la formule (IV.15) on a :

$$\frac{Q}{\sqrt{I}} = S.C.\sqrt{Rh} = K \quad (\text{IV.37})$$

$$S_n.C_n.\sqrt{Rh} = K_n \quad (\text{IV.38})$$

Donc l'équation (IV.36) devient :

$$\frac{dh}{dx} = J_f \frac{1 - \left(\frac{K_n}{K}\right)^2}{1 - Fr^2} \quad (\text{IV.39})$$

Avec :

$$Fr^2 = \frac{(Q/S)^2}{g.S/B} \quad (\text{IV.40})$$

$J_f = i$  = pente de fond

D'autre par :

$$\frac{dh}{dS} = J_f \frac{1 - \left(\frac{h_n}{h}\right)^2}{1 - Fr^2} \quad (\text{IV.41})$$

Pour les différentes valeurs de pente du fond et pour un débit constant on a :

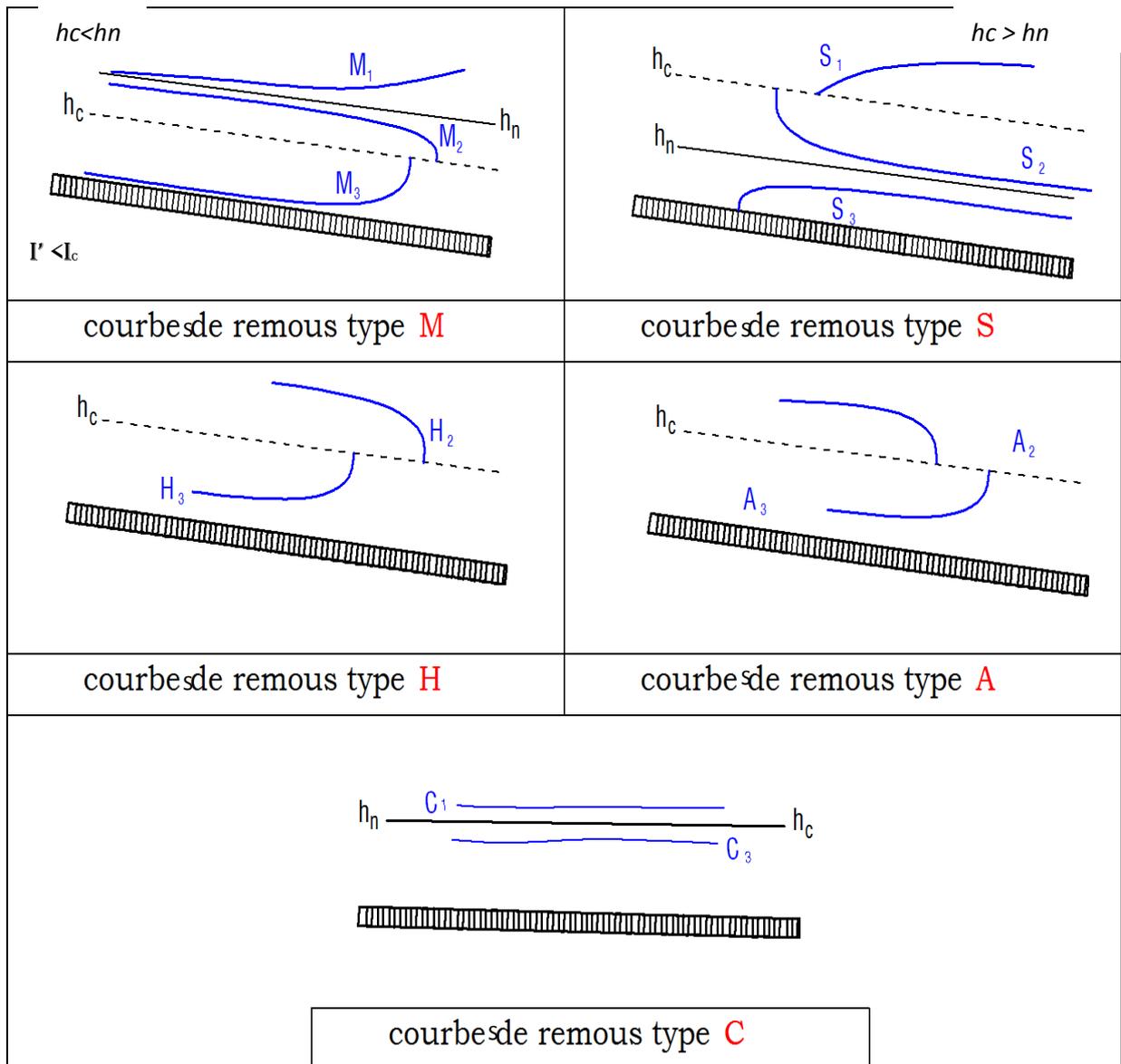


Figure IV.08 Différentes formes de courbes de remous

**Tableau IV.02** Différentes formes de courbes de remous

Conditions	$(Kn/K)=(hn/h)$	Signe de numérateur	$Fr=(hc/hn)$	Signe de dénumérateur	Signe de $dh/dx$	Nom de la courbe
$i > 0$	$< 1$	+	$< 1$	+	+	M1
$i < i_c$	$< 1$	+	$> 1$	-	-	
$h_n > h_c$	$> 1$	-	$< 1$	+	-	M2
	$> 1$	-	$> 1$	-	+	M3
$i > 0$	$< 1$	+	$< 1$	+	+	S1
$i > i_c$	$< 1$	+	$> 1$	-	-	S2
$h < h_c$	$> 1$	-	$> 1$	-	+	S3
$i > 0$	$< 1$	+	$< 1$	+	+	C1
$i = i_c$	$> 1$	-	$> 1$	-	+	C3
$h_n = h_c$						
$i = 0$		-	$< 1$	+	-	H2
$\rightarrow h_n \rightarrow \infty$		-	$> 1$	-	+	H3
$i < 0$		-	$< 1$	+	-	A2
$\rightarrow h_n \rightarrow \infty$		-	$> 1$	-	+	A3

### IV.8.3 Calcul du ressaut

Le ressaut hydraulique c'est un phénomène de dissipation d'énergie, il est inversible, se produit si un écoulement passe brusquement du régime sur critique  $F_r > 1$  (amont), au régime sous critique  $F_r < 1$  (aval). Il se manifeste par une brusque surélévation (discontinue) du niveau d'eau ( $h_2 - h_1$ ), sur une très courte distance. Il est accompagné par des mouvements très turbulents avec des instabilités à la surface. Le ressaut provoque une

dissipation importante de l'énergie mécanique ( $H_{RH} = H_{S2} - H_{S1}$ ), donc il se représente sous la forme d'une barre d'écume déferlant en rouleaux.

Les principales caractéristiques d'un ressaut sont les suivantes :

- Hauteurs conjuguée ( $h''$  et  $h'$ ).
- Hauteur de ressaut ( $h'' - h'$ ).
- La longueur approximative du ressaut ( $L_{RH}$ ).

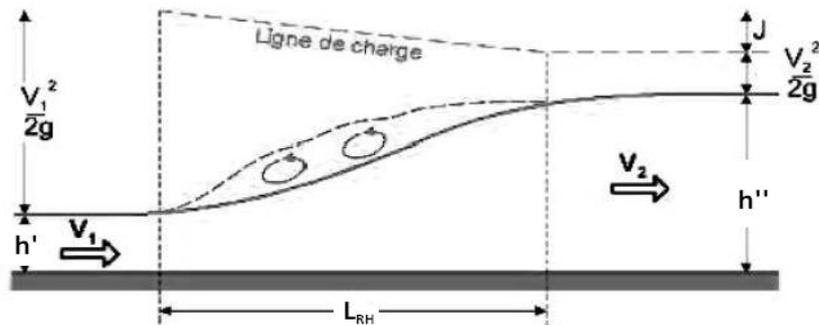


Figure IV.09 Schéma d'un ressaut hydraulique

Selon le nombre de FROUDE "Fr ", un ressaut peut correspondre à différents types d'écoulement. :

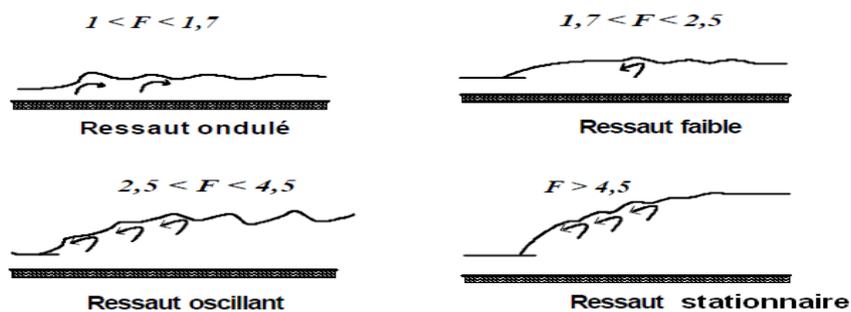


Figure IV.10 Typologie des ressauts

**Tableau IV.03** Différents types de ressaut

Type de ressaut	Valeurs de $F_r$	Observation
· Prés ressaut (ressaut ondulé)	1 ÷ 1,7	La surface présente des ondulations, les hauteurs conjuguées sont trop proches de la hauteur critique $h_{cr}$
· Un ressaut faible	1,7 ÷ 2,5	Des petits rouleaux apparaissent
· Un ressaut oscillant	2,5 ÷ 4,5	Le jet oscille tantôt vers le fond, tantôt vers la surface du canal
· Un ressaut stationnaire	4,5 ÷ 9	Forte dissipation d'énergie
· Un ressaut fort	> 9	Jet rapide est perturbé par la retombée des rouleaux et induit des ondes importantes vers l'aval,

Si le nombre de FROUDE " $F_r$ " est supérieur à 4,5; et suivant la vitesse d'écoulement, un bassin d'amortissement est projeté à fin de minimiser la longueur du ressaut, d'assurer une efficacité de contrôle et sans provoquer des effets indésirables dans le lit du canal. C'est seulement en réalisant ces objectifs que le potentiel d'énergie mécanique peut être contrôlé entièrement et économiquement, sans imposer de restriction sur l'écoulement à l'amont et à l'aval du dissipateur.

#### IV.8.4 Calcul de la surface d'eau

Dans notre cas, on utilise le logiciel **HEC-RAS VERSION 4.1.0** développé *US ARMY CORPS OF ENGINEERS*, en lui introduisant les données nécessaires à savoir:

- Les sections en travers de l'Oued
- Le débit maximum de crue
- La pent entre les sections
- Le coefficient de Manning

### IV.8.5 Définition Logiciel HEC-RAS

HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center's River Analysis System) est un logiciel intégré pour l'analyse hydraulique qui permet de simuler les écoulements à surface libre. Il a été conçu par le Hydrologic Engineering Centre de l'U.S. Army Corps of Engineers USACE (Version 4.1.0 Jan 2010). Il est présentement utilisé dans plusieurs firmes d'ingénierie et organismes gouvernementaux. HEC-RAS est doté d'interfaces conviviales d'édition et de paramétrage des simulations. Il peut traiter des cas complexes, et il est disponible en freeware.

HEC-RAS résout les problèmes des écoulements à surface libre permanent ou non-permanent de calcul de ligne d'eau en graduellement varié. Il résout l'équation de l'énergie unidimensionnelle, les pertes étant évaluées par la formule de frottement au fond de Manning-Strickler et par des formules de contraction/expansion de l'écoulement. Pour les situations rapidement variées telles que les ressauts hydrauliques, les écoulements à proximité des ponts, et les confluences de rivière, l'équation de l'énergie est remplacée par l'équation de quantité de mouvement. Pour les écoulements débordants, la section totale est divisée en sous-sections homogènes en terme de forme et de rugosité, et chaque débit partiel est calculé selon la "Divided Channel Method" à l'aide de la formule de Manning-Strickler.

### IV.8.6 Banque de données nécessaires à l'application du code de calcul HEC-RAS

L'application du modèle HEC-RAS nécessite une banque de données bien fournie concernant les tronçons d'oued considérés

1. Les données géométriques relatives à chaque section :

- ✓ le profil en travers, défini par une série de couples distance-altitude;
- ✓ les coefficients de rugosité lits mineur et majeur;

✓ les trois distances principales à la section suivante : rive gauche, rive droite, axe du lit mineur;

2. Les données de l'écoulement (débits de projet) et les conditions aux limites ;

3. Plusieurs singularités représentées par les différents ouvrages (hydrauliques ou ouvrages d'art) existants à travers l'oued.

Les sources et le choix judicieux de toutes ces données sont présentés en détails dans la Partie de calcul.

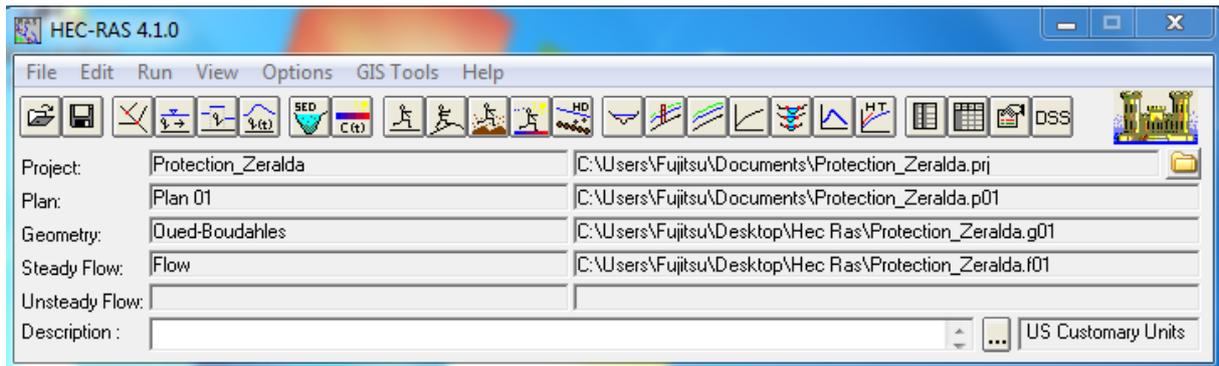


Figure IV.11 Fenêtre d'accueil du logiciel HEC-RAS

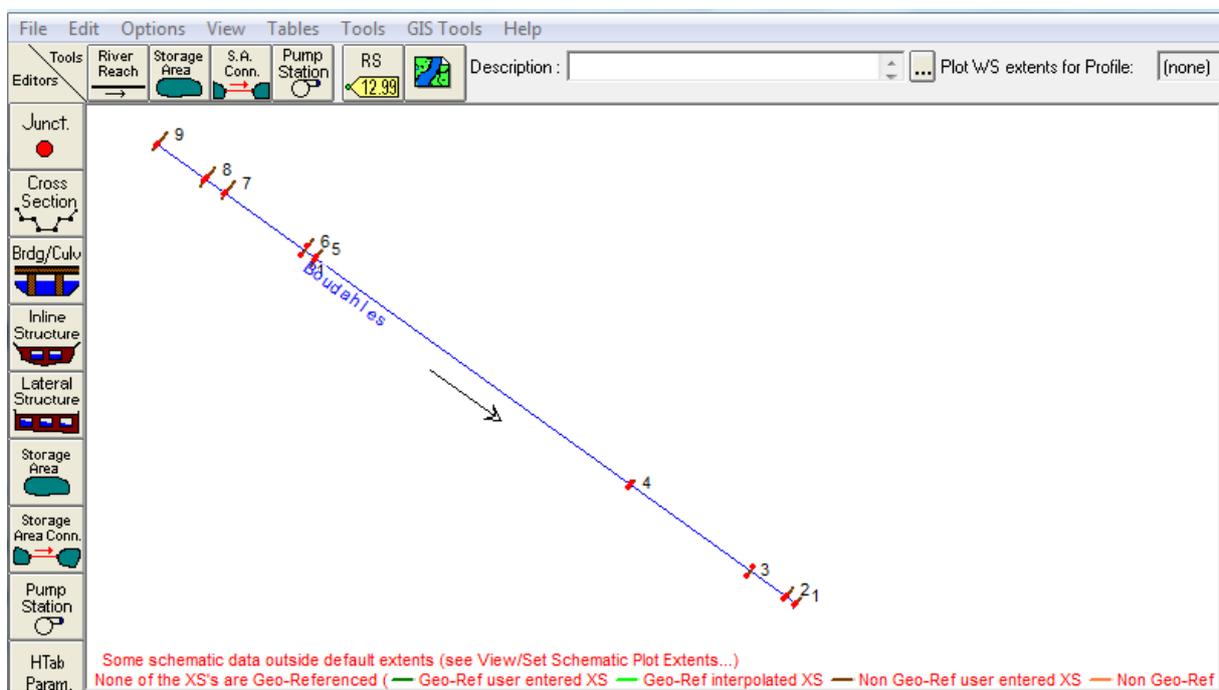


Figure IV.12 Définition du tracé de l'oued et des sections en travers

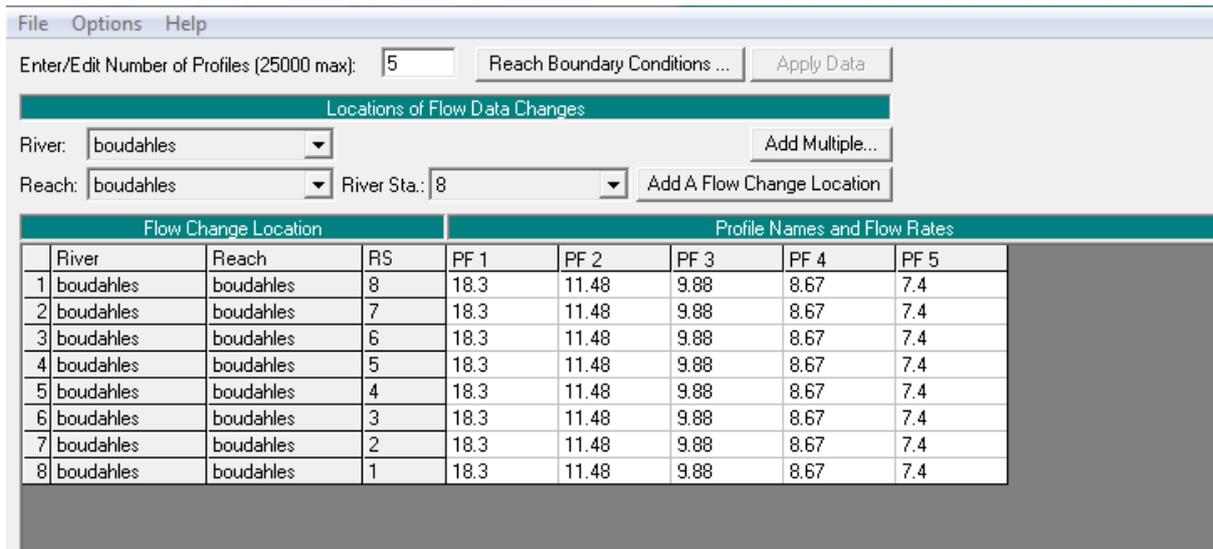


Figure IV.14 Définition de la crue et des conditions aux limites

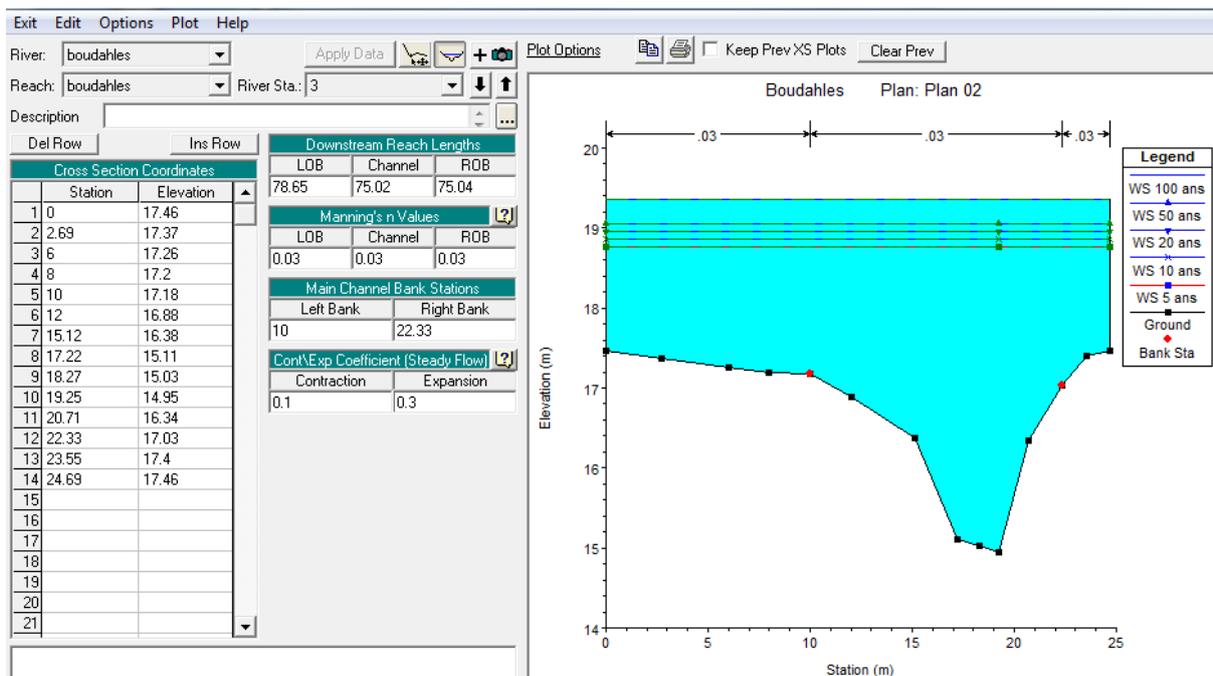


Figure IV.14 Sections en travers de l'Oued n°3

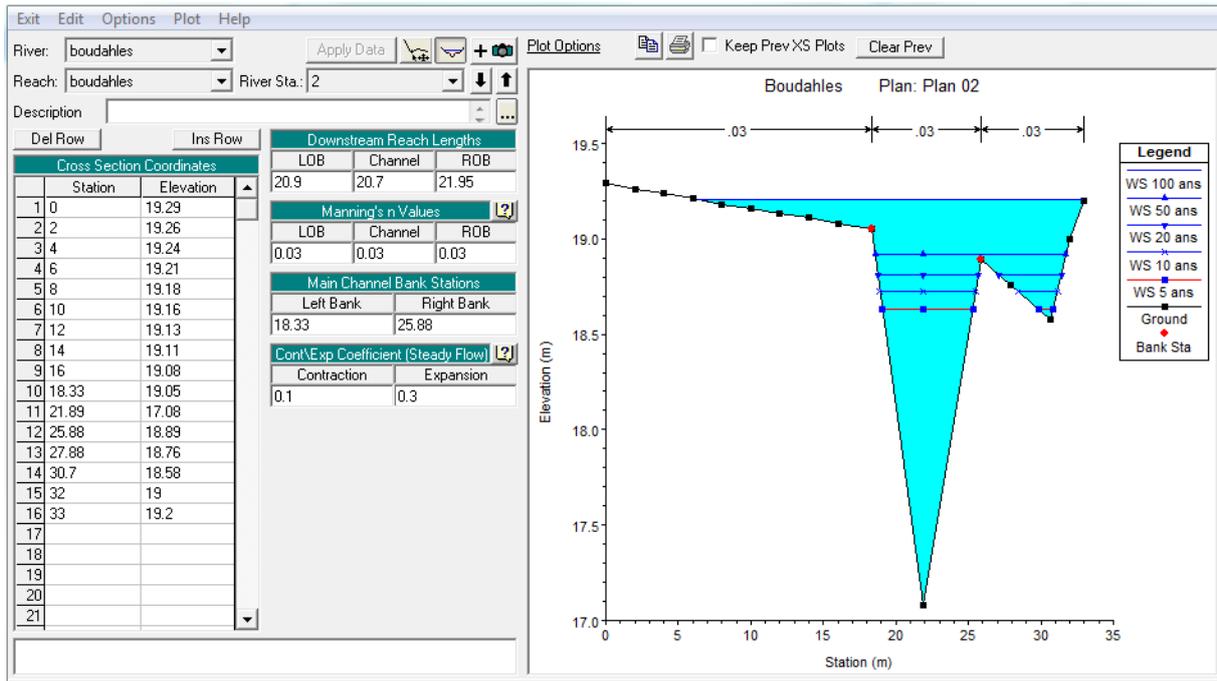


Figure IV.15 Profil en travers du tronçon en amont

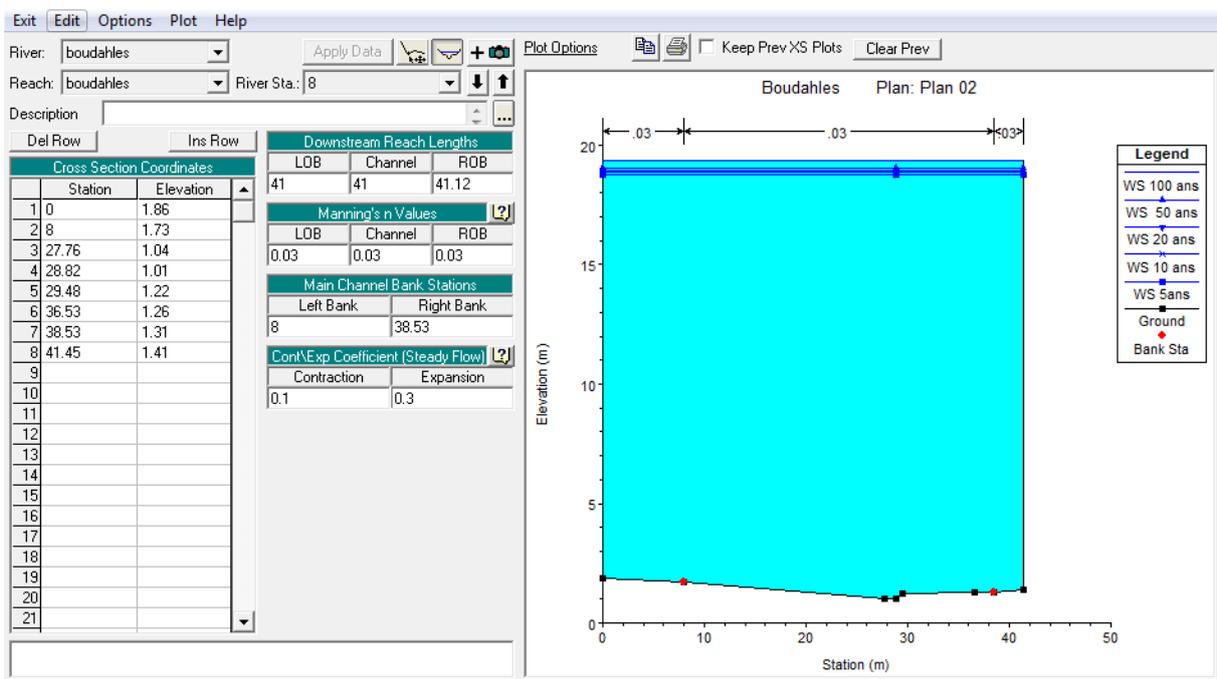


Figure IV.16 Profil en travers du tronçon en aval ( n°8 )

### IV.8.7 Simulation de l'Oued Boudahles à son état naturel

Dans des projets hydraulique comme la protection des villes contre les crues des oueds, situé dans ou à proximité de la ville, une étude de l'état naturel de l'oued dans le cas des crues fréquentiels s'impose au but de déterminer les points de débordement ou en général la délimitation de la zone inondable, afin d'envisager les solutions les plus adéquate pour le projet de protection.

Dans notre cas on a recours à la simulation hydraulique de notre oued grâce au logiciel HEC-RAS (version 4.1.0), on s'appuyant sur les données de bases cité déjà.

Le profil en long de l'oued Boudahles a été découpé en 8 profils en travers, afin d'avoir une bonne simulation.

L'estimation de la rugosité de Manning est souvent très délicate, dans notre projet nous avons un coefficient de rugosité pour l'état naturel de 0,03. Les résultats de la simulation HEC-RAS sont résumés dans le tableau ci-dessous

**Tableau IV.04** Les résultats de la simulation de l'oued a l'état naturel

profil	T (année)	Q Total (m <sup>3</sup> /s)	cote du fond (m)	Elev eaux (m)	Cote critiqu (m)	cote Energie (m)	pen te (m/m)	V (m/s)	S mouillé e (m <sup>2</sup> )	L mouillé e (m)	N Froud e
1	100ans	18.30	17.08	18.92	18.92	19.24	0.007649	2.57	7.80	13.16	0.85
1	50ans	11.48	17.08	18.54	18.54	18.91	0.011619	2.70	4.25	5.84	1.01
1	20ans	9.88	17.08	18.45	18.45	18.80	0.011923	2.62	3.76	5.50	1.01
1	10ans	8.67	17.08	18.39	18.39	18.71	0.011847	2.53	3.42	5.24	1.00
1	5 ans	7.40	17.08	18.31	18.31	18.61	0.012081	2.45	3.02	4.92	1.00
2	100ans	18.30	17.08	19.20	18.91	19.34	0.002484	1.72	12.76	26.66	0.51
2	50ans	11.48	17.08	18.92	18.54	19.04	0.003008	1.61	7.80	13.16	0.53
2	20ans	9.88	17.08	18.81	18.45	18.94	0.003268	1.61	6.51	11.27	0.55
2	10ans	8.67	17.08	18.73	18.39	18.85	0.003401	1.58	5.63	9.33	0.56

2	5 ans	7.40	17.08	18.63	18.31	18.75	0.003418	1.53	4.87	7.23	0.55
3	100ans	18.30	14.95	19.35	18.91	19.36	0.000023	0.33	64.54	24.69	0.95
3	50ans	11.48	14.95	19.05	18.54	19.06	0.000013	0.23	57.20	24.69	0.92
3	20ans	9.88	14.95	18.95	18.45	18.96	0.000011	0.21	54.70	24.69	0.92
3	10ans	8.67	14.95	18.87	18.39	18.87	0.000010	0.19	52.54	24.69	0.91
3	5ans	7.40	14.95	18.76	18.31	18.77	0.000008	0.17	50.04	24.69	0.95
4	100ans	18.30	12.57	19.36	18.91	19.36	0.000002	0.13	143.18	21.22	0.81
4	50ans	11.48	12.57	19.06	18.54	19.06	0.009388	0.09	136.82	21.22	0.86
4	20ans	9.88	12.57	18.96	18.45	18.96	0.008684	0.08	134.66	21.22	0.89
4	10ans	8.67	12.57	18.87	18.39	18.87	0.007938	0.07	132.79	21.22	0.89
4	5ans	7.40	12.57	18.77	18.31	18.77	0.007088	0.06	130.64	21.22	0.81
5	100ans	18.30	1.77	19.36	18.91	19.36	0.009388	0.03	683.14	40.80	1.0
5	50ans	11.48	1.77	19.06	18.54	19.06	0.008684	0.02	670.89	40.80	1.28
5	20ans	9.88	1.77	18.96	18.45	18.96	0.007938	0.02	666.73	40.80	1.57
5	10ans	8.67	1.77	18.87	18.39	18.87	0.007088	0.02	663.14	40.80	1.37
5	5 ans	7.40	1.77	18.77	18.31	18.77	0.009388	0.01	659.00	40.80	1.69
6	100ans	18.30	1.84	19.36	18.91	19.36	0.008684	0.03	685.78	40.00	2.24
6	50ans	11.48	1.84	19.06	18.54	19.06	0.007938	0.02	673.76	40.00	1.08
6	20ans	9.88	1.84	18.96	18.45	18.96	0.007088	0.02	669.68	40.00	1.43
6	10ans	8.67	1.84	18.87	18.39	18.87	0.009388	0.01	666.16	40.00	1.57
6	5ans	7.40	1.84	18.77	18.31	18.77	0.008684	0.01	662.11	40.00	1.77
7	100ans	18.30	1.12	19.36	18.91	19.36	0.002	0.02	917.44	52.00	3.65

7	50 ans	11.48	1.12	19.06	18.54	19.06	0.0034	0.01	901.82	52.00	3.61
7	20ans	9.88	1.12	18.96	18.45	18.96	0.0051	0.01	896.52	52.00	3.58
7	10ans	8.67	1.12	18.87	18.39	18.87	0.0039	0.01	891.94	52.00	2.71
7	5ans	7.40	1.12	18.77	18.31	18.77	0.0060	0.01	886.67	52.00	2.25
8	100ans	18.30	1.01	19.36	18.91	19.36	0.007088	0.03	743.57	41.45	2.1
8	50 ans	11.48	1.01	19.06	18.54	19.06	0.009388	0.02	731.12	41.45	1.74
8	20ans	9.88	1.01	18.96	18.45	18.96	0.008684	0.02	726.90	41.45	2.07
8	10ans	8.67	1.01	18.87	18.39	18.87	0.007938	0.01	723.25	41.45	2.12
8	5ans	7.40	1.01	18.77	18.31	18.77	0.007088	0.01	719.04	41.45	2.44

➤ **Interprétation :**

Pour les profils en travers étudiés des débordements ont été remarqués pour les différents débits de crues pour les deux rives du cours d'eau avec des vitesses de l'ordre de 2.5 m/s. Cela indique que la zone est fortement vulnérable aux inondations.

**Conclusion**

On remarque que l'oued déborde sur les rives, et cela même pour des débits de période de retour de 5 ans, ce qui stipule que notre oued est fortement inondable.

A la fin de notre chapitre on a ressorti un écoulement torrentiel car le nombre de Froude est supérieur à 1 . Ceci engendre des vitesses importantes pour des hauteurs d'eau inférieures à la hauteur critique.

Devant cette situation, un aménagement s'impose pour permettre une protection contre les crues de l'oued.

## **Chapitre V : Etude des variantes d'aménagement**

## V.1 Introduction

Le but de cette étude, est de bien protéger la ville de Zeralda contre les inondations. Cette protection consiste à sélectionner les meilleures solutions d'aménagement compte tenu des conditions naturelles. Mais aussi il faut que les solutions, soient réalisables du point de vue technique et économique et qu'elles soient, bien adaptées au terrain avec ses conditions aussi bien topographiques que géologiques.

Avant le choix des variantes, on doit passer d'abord à une analyse du site à étudier cette dernière a pour but de ne pas aggraver la situation par le maintien de l'ensemble de la zone des ruissellements susceptibles qui vont être évacuer sans aucun danger.

## V.2 Description de la situation et la cause des inondations

L'oued Boudahles est situé au Sud-Ouest de la ville de Zéralda, entre l'oued Mazafran et la forêt de Mazafran (à l'Ouest) et l'oued Sidi Ménif (à l'Est). Il prend naissance au lieu dit domaine Bouabdallah Omar, le cours d'eau est à l'état naturel jusqu'au niveau du passage busé de l'autoroute. De la RN11 le cours d'eau a été canalisé au moyen d'une conduite DN 1200 ( figure V.1 )



**Figure V.1** Vue de l'état du cours d'eau de l'oued Boudahles en amont de la buse n°1

Le système d'évacuation des eaux de l'oued Boudahles est à l'origine des inondations au niveau de l'autoroute et de la RN11, car il est sous-dimensionné. Le transport solide, les gravats et les ordures en tout genre sont à l'origine du colmatage des ouvrages d'évacuation des eaux.

L'absence totale de travaux d'entretien de ces ouvrages a provoqué leurs disfonctionnement et par voie de conséquence a provoqué leurs débordements en période de crues.

### V.3 Les Points noirs

- Traversée de route (2 DN1500), à proximité de l'école de la gendarmerie nationale en amont et en parallèle de l'autoroute
- Traversée de l'autoroute (2 DN1500)
- Regard de raccordement du passage busé de l'autoroute au 2 DN 1000 situé sur l'accotement de la RN11
- Collecteur DN1200 de la plage Khelloufi



**Figure V.2** Vue du passage busé n°2 de l'autoroute



**Figure V.3**

**Regard de jonction de la DN1000 et de La DN1200, nouvellement réalisé.**

En rouge, à partir du regard, c'est l'itinéraire du collecteur Khelloufi 1  
DN1200



**Figure V.4 Rejet du collecteur Khelloufi 1 DN1200**

## V.4 Variantes d'aménagement

Du point de vue du choix de matériaux, outre l'aspect économique, le canal peut être dimensionné :

- 1- soit en gabions pour permettre une meilleure stabilisation du canal ;
- 2- soit en terre bien creusée ;
- 3- soit en béton, pour une meilleure débitance, et donc une meilleure protection contre les crues, Cette variante est onéreuse vu le linéaire total.

L'aménagement du canal sera fait après curage de l'oued, et nettoyage de ses déchets, le canal prévu sera de forme trapézoïdale ou rectangulaire.

Il s'agit donc d'appliquer un modèle hydraulique de type Manning-Strickler, qui fait introduire des paramètres tels que le coefficient de Strickler K, la pente en m/m, le rayon hydraulique, ainsi que les dimensions de l'ouvrage.

Le dimensionnement du canal de réaménagement de l'oued présente certaines problématiques, d'ordre environnemental, foncier, ou peut être économique.

## V.5 Choix de la variante la plus crédible

### ➤ Pour la Première variante

Les gabions servent à la construction d'ouvrages efficaces et relativement peu coûteux pour la descente et la retenue des eaux. En agriculture par exemple, ils servent notamment à aménager :

- des chutes le long de cours d'eau et près de ponceaux pour adoucir les pentes abruptes et protéger contre l'érosion
- des chutes pour déverser des voies d'eau dans les fossés collecteurs.

Parmi les autres utilisations toutefois moins courantes qu'en agriculture, notons la protection des berges des cours d'eau et l'édification des murs de soutènement pour protéger contre l'érosion les flancs de coteaux. On ne peut pas utiliser cette variante car :

- 1) les cailloux de diamètre demandés sont insuffisants.
- 2) faible stabilité surtout au périodes de crues .

3) l'amont et l'aval sont les points les plus sensibles de la ligne d'enrochement, si l'eau arrive à passer derrière les blocs amont tout l'ouvrage est menacé par l'érosion et peut assez rapidement s'effondre.

4) Le principal inconvénient de ces techniques est de modifier le régime hydraulique de la rivière le long du linéaire mis en place. L'écoulement est en effet accéléré car on a diminué la rugosité de la berge

➤ **Pour la Deuxième variante**

On propose comme un deuxième aménagement de protection l'endiguement (digue de protection) pour protéger la zone d'équipements (habita, équipements) assez proche de l'oued, située en rive droite contre le débordement certain de l'oued en cet endroit.

Les digues de protection contre les inondations sont des ouvrages dont au moins une partie est construite en élévation au dessus du niveau du terrain naturel et destinés à contenir épisodiquement un flux d'eau afin de protéger des zones naturellement inondables. Les digues de protection contre les inondations constituent le deuxième grand type de digues. On trouve ces digues essentiellement le long des cours d'eau, parfois positionnées directement en contact avec la berge, ou éloignées de plusieurs mètres

On ne peut pas utiliser cette variante aussi car elle représente les Inconvénients suivants :

- 1) On ne peut pas utiliser la diguette dans la ville
- 2) La surface utilisée par cette variante est très grande par rapport la 3 eme variante

• **Pour la Troisième variante**

On propose comme Troisième variante un aménagement de l'oued en un canal en béton de dimension à déterminer grâce à logiciel "CANAL 21", la faible pente du thalweg naturel, va nous conduire à un canal de dimension importante.

Donc on utilise cette variante car :

- 1) Le faible coût, le revêtement se fait par un béton de faible épaisseur (du fait de leur inclinaison, les berges sont auto stables).
- 2) Facilité d'entretien (les sections trapézoïdales offrent de faibles profondeurs).
- 3) Le nettoyage est facile

4) Le dailles de service et longe

## V.6 Pente du lit projetée

D'après la configuration du terrain naturel, l'aménagement a été subdivisé en tronçons pour régulariser et faciliter l'écoulement.

Le choix des pentes du lit projeté est dicté par :

- L'adaptation au mieux au lit naturel,
- Optimisation des terrassements ;
- Raccordement du lit de l'oued au point de rejet final (oued Mazafran )

**Tableau V.1** Longueurs et pentes des tronçons

N° tronçon	Localisation	Longueur (m)	Pente (%)
1.1	Du P1+0,51m au P10	105,60	0,0177
1.2	Du P11 au P19	75,12	0,062 ; 0 ; 0,014
1.3	Du P19 au P38+7.08m	182,44	0.0135
2	Du P38 au P66	223,17	0,0188
3	Du P66 au P84	95.82	0,0299
4.1	Du P84 au P115	198.44	0,0024
4.2	Du P115 au P198	535.75	0,0024

## V.7 Conception générale

Le système d'évacuation des eaux de crues de l'oued Boudahles projeté consiste à acheminer ces dernières vers le rejet final , il est composé de :

- Un canal de section trapézoïdale en béton armé situé en amont de l'autoroute et jusqu'au passage busé de l'autoroute.
- D'un dédoublement du passage busé de l'autoroute (2 DN1500) par une troisième conduite DN2000.
- D'un raccordement des 2 DN1500 de l'autoroute vers un canal de section rectangulaire couvert en béton armé situé à proximité du collecteur DN1200
- D'un canal de section trapézoïdale, qui acheminera les crues de l'oued Boudahles vers le point de rejet et collectera aussi les eaux de la DN1200 .

## V.8 Calcul hydraulique de la variante choisie

Pour trouver les dimensions du canal, en fonction du débit de projet, on se base sur l'équation universelle de Manning-Strickler, qui est de la forme suivante :

$$Q = \frac{1}{n} I^{1/2} R^{2/3} S \quad (\text{V.1})$$

Où :

Q : est le débit de projet pour une période de retour donnée ;

n : est le coefficient de rugosité égal à 1/K (K = coefficient de Strickler)

I : est la pente hydraulique assimilée à la pente du lit du canal

R : est le rayon hydraulique, qui est égal au rapport de la section mouillée au périmètr mouillé;

S : Section du canal.

**Tableaux V.02 : Valeurs du coefficient de Manning pour différents matériaux (Degoutte (2012))**

Nature de la paroi	Valeur de k en m <sup>1/3</sup> /s
Béton lisse	70-90
Canal et terre, non enherbé	60
Canal et terre, enherbé	50
Rivière de plaine sans végétation arbustive	35-40
Rivière de plaine large, végétation peu dense	30
Rivière à berges étroites très végétalisées	10_15
Lit majeur en prairie	20-30
Lit majeur en vigne ou taillis	10_15
Lit majeur urbanisé	10_15
Lit majeur en forêt	<10

Pour l'aménagement de l'oued nous préconisons de dimensionner l'oued pour la période de retour 100 ans.

### V.8.1 Caractéristiques hydrauliques des passages busés (tuyaux de section circulaire)

La débitance des passages busés est calculée à l'aide des formules suivantes :

$$K_0 = \omega_0 \cdot C_0 \cdot \sqrt{R_0}$$

$$Q_0 = K_0 \cdot \sqrt{i}$$

$$v_0 = C_0 \sqrt{R_0 \cdot i}$$

$$A = \frac{Q}{Q_0}$$

Avec ;

$K_0$  : Caractéristique de débit correspondant au remplissage total de la section, ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

$C_0 = 1 / n (R_0)^{1/6}$  : coefficient de Chezy selon Manning correspondant au remplissage total de la section, ( $\text{m}^{1/6}$ ).

$n = 0.014$  : coefficient de rugosité dépendant de la nature du revêtement.

$R_0 = S_0/P_0$  : rayon hydraulique correspondant au remplissage total de la section (m).

$S_0$  : Section liquide correspondant au remplissage total de la section, ( $\text{m}^2$ ).

$P_0$  : Périmètre mouillé correspondant au remplissage total de la section, (m).

$Q_0$  : Débit correspondant au remplissage total de la section, ( $\text{m}^3/\text{s}$ ).

$i$  : pente du tuyau.

$V_0$  : vitesse moyenne d'écoulement correspondant au remplissage total de la section, (m/s)

$A$  : Débit relatif.

$Q$  : Débit correspondant au remplissage partielle de la conduite, ( $\text{m}^3/\text{s}$ ).

$d$  : diamètre du tuyau (m).

$h$  : hauteur de remplissage d'eau dans le tuyau (m).

Les caractéristiques hydrauliques d'un tuyau de section circulaire sont :

- La section mouillée :  $S_0 = \pi \cdot \frac{d^2}{4}$  ;
- Le périmètre mouillé :  $P_0 = 2 \cdot \pi \cdot r$

Avec ;

$d$  : diamètre du tuyau en mètres ;

r : Rayon du tuyau en mètres.

## V.9 Description de l'aménagement

L'aménagement projeté comprend, Un dispositif de collecte et d'évacuation des eaux issues du bassin versant d'oued Boudahles vers oued Mazafran.

Ce système d'évacuation est composé de :

- Un ouvrage d'entrée
- Deux tronçons de section trapézoïdale
- Un tronçon de section circulaire
- Quatre tronçons de sections rectangulaires couvertes
- Trois ouvrages de jonction

La collecte des eaux du bassin versant d'oued Boudahles sera assurée par un ouvrage d'entrée suivi d'un canal trapézoïdal, ce dernier débouche dans une traversée d'autoroute (2 DN1500) existante renforcé par une 3ème conduite DN2000 pour permettre l'évacuation de la crue de projet.

La conduite DN2000 acheminera ces eaux vers un canal rectangulaire, qui collectera aussi les eaux des 2 DN1500 au moyen d'un ouvrage de raccordement. Du canal rectangulaire les eaux transitent vers un canal trapézoïdal, qui à son tour les déversera dans l'oued Mazafran.

Le collecteur DN1200 de la plage Khelloufi sera raccordé au canal trapézoïdal

Le dispositif de collecte des eaux du bassin versant est composé de 7 tronçons, sa longueur est de 1416,34m

### V.9.1 Tronçon n° 1.1

Le tronçon n°1 est un canal de section trapézoïdal en béton (canal d'entrée), il est pourvu d'un ouvrage de décantation à l'entrée du canal.

Il a une largeur à la base de 3,0 m, les fruits des talus sont pris égaux à 1 et une pente de 0,0177.

Deux coudes assurent le changement de direction de l'écoulement le long du tronçon 1.1.

La longueur de ce tronçon est de 105.60 m.

#### Tableaux V.03 Caractéristiques hydrauliques du tronçon 1.1

TRONCON 1.1 (Du P1+0,51 au P10)													
m	n	i	Q	$K=Q/i^{0.5}$	b	H	A(h)	P(h)	R(h)	C(h)	K(h)	V	Fr
[-]	[-]	[-]	[m <sup>3</sup> /s]		[m]	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m]	[m <sup>1/6</sup> ]		[m/s]	[-]
1	71,4	0,0177	18,3	137,55	3,00	0,76	2,85	5,15	0,55	64,72	137,55	6,41	2,35

The screenshot shows the 'types' dropdown set to 'trapézoïdal'. The input fields on the left are: Largeur (3.00 m), Fruit (1.000), Débit(m3) (18.3000), Haut.(m) (0.7600), Hs (2.8503 m), Strickler (71.40), and Pente (0.0177 m/m). The calculated parameters on the right are: Lm (4.5200 m), Pm (5.1496 m), Sm (2.8576 m<sup>2</sup>), Rh (0.5549 m), V (6.4040 m/s), Er (2.5715 m), Hsc (1.8447 m), Yc (1.3345 m), Yf (2.7845 m), Yt (0.7600 m), Yco (2.1081 m), Yn (0.7593 m), J (0.01764 m/m), I-J (0.000059 m/m), and to (96.0350 Pa).

Figure V.5 Caractéristiques hydraulique avec Canal21 du tronçon 1.1

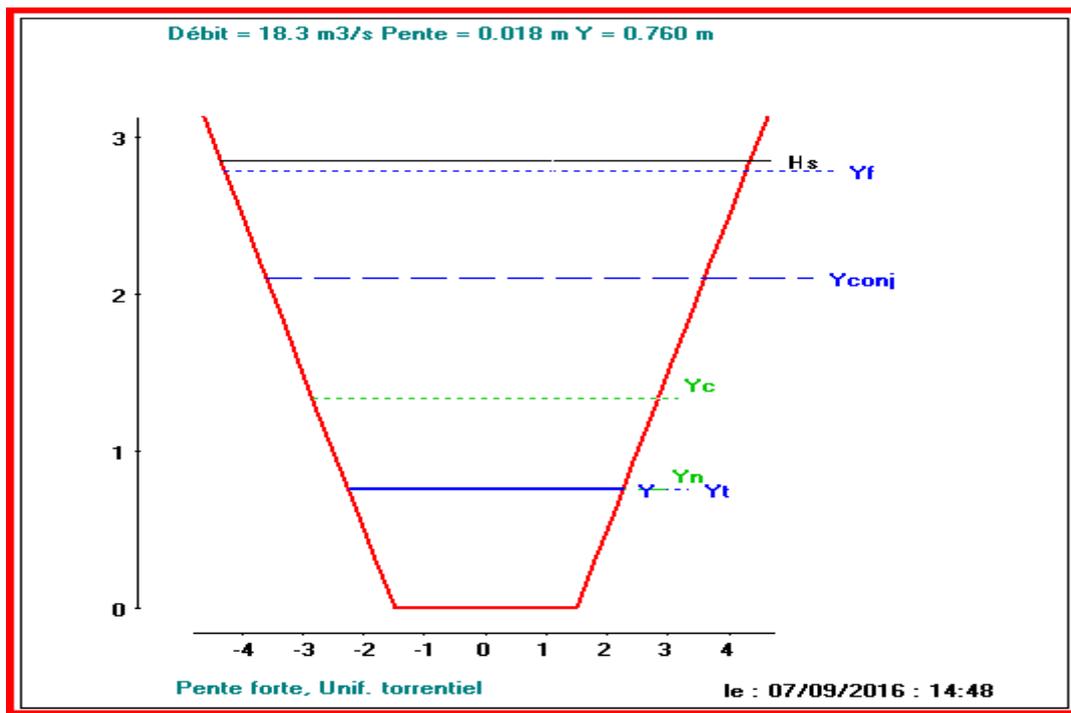


Figure V.6 Type de la section de forme trapézoïdale du tronçon 1.1

### V.9.2 Tronçon n° 1.2

Le diamètre des 2 canalisations en béton ont été calculés en fonction des débits et des pentes en écoulement à surface libre.

Le diamètre du 1<sup>er</sup> tuyau en béton est DN2000 (route) pour un débit de 18,3 m<sup>3</sup>/s et une pente de 0,062. La longueur de cette canalisation est de 13,30m.

Le diamètre du 2<sup>ème</sup> tuyau en béton est DN2000 (autoroute) pour un débit de 18,3 m<sup>3</sup>/s et une pente de 0,0135. La longueur de cette canalisation est de 51,56m

Tableau V.4 calcul de la débitance de la première canalisation

TRONCON 1.2 Traversée de route												
Q	i	n	1/n	D	A <sub>0</sub>	P <sub>0</sub>	R <sub>0</sub>	C <sub>0</sub>	K <sub>0</sub>	V <sub>0</sub>	Q <sub>0</sub>	A
[m <sup>3</sup> /s]	[-]	[-]	[-]	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m]	[m <sup>1/6</sup> ]	[m <sup>3</sup> /s]	[m/s]	[m <sup>3</sup> /s]	[-]
18,3	0,062	0,014	71,4	1,500	1,7663	4,71	0,38	60,63	65,580	10,36	16,33	1,121
18,3	0,0135	0,014	71,4	2,000	3,1400	6,28	0,50	63,61	141,235	5,83	35,17	0,520

Tableau V.5 calcul de la débitance de la deuxième canalisation

TRONCON 1.2 Traversée d'autoroute												
Q [m <sup>3</sup> / s]	i [-]	n [-]	1/n [-]	D [m]	A <sub>0</sub> [m <sup>2</sup> ]	P <sub>0</sub> [m]	R <sub>0</sub> [m]	C <sub>0</sub> [m <sup>1/6</sup> ]	K <sub>0</sub> [m <sup>3</sup> /s ]	V <sub>0</sub> [m/s]	Q <sub>0</sub> [m <sup>3</sup> / s]	A [-]
18,3	0,013 5	0,01 4	71,4	1,50 0	1,766 3	4,71	0,38	60,63	65,58 0	10,36	7,62	2,40 2
18,3	0,013 5	0,01 4	71,4	2,00 0	3,140 0	6,28	0,50	63,61	141,2 35	5,83	16,4 1	1,11 5

### V.9.3 Tronçon n° 1.3

Le tronçon 1.3 est un canal de section rectangulaire couvert, sa largeur est de 3m, sa longueur est de 182.44m et sa pente est de 0,0135.

Tableau V.6 Caractéristiques Hydrauliques du tronçon 1.3

Tronçon 1.3 (Du P19 au P38+7,08m)													
m [-]	n [-]	i [-]	Q [m <sup>3</sup> /s]	K=Q/i <sup>0.5</sup>	b [m]	h [m]	A(h) [m <sup>2</sup> ]	P(h) [m]	R(h) [m]	C(h) [m <sup>1/6</sup> ]	K(h)	V [m/s]	Fr [-]
0	71,4	0,0135	18,3	157,50	3,000	1,02	3,07	5,05	0,61	65,73	157,50	5,96	1,88

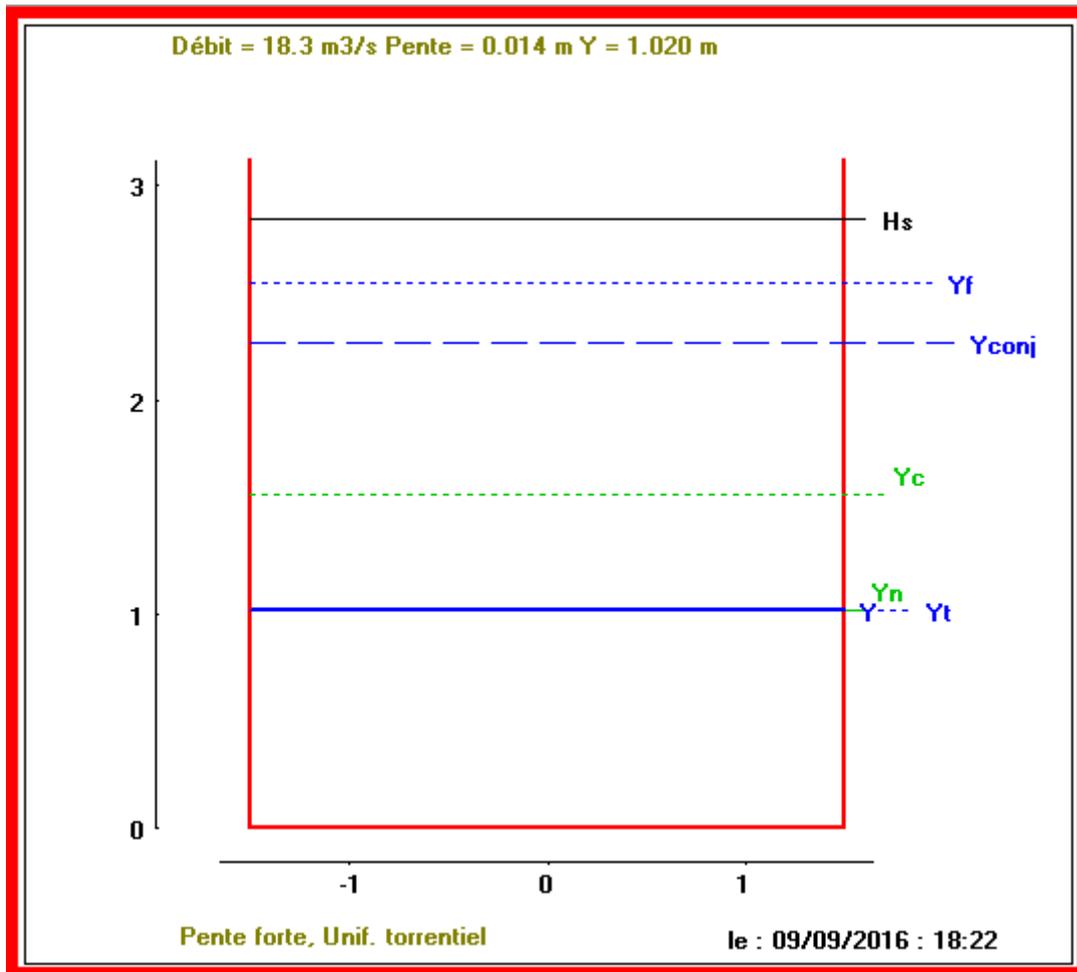


Figure V.7 Type de la section de forme rectangulaire du tronçon 1.3

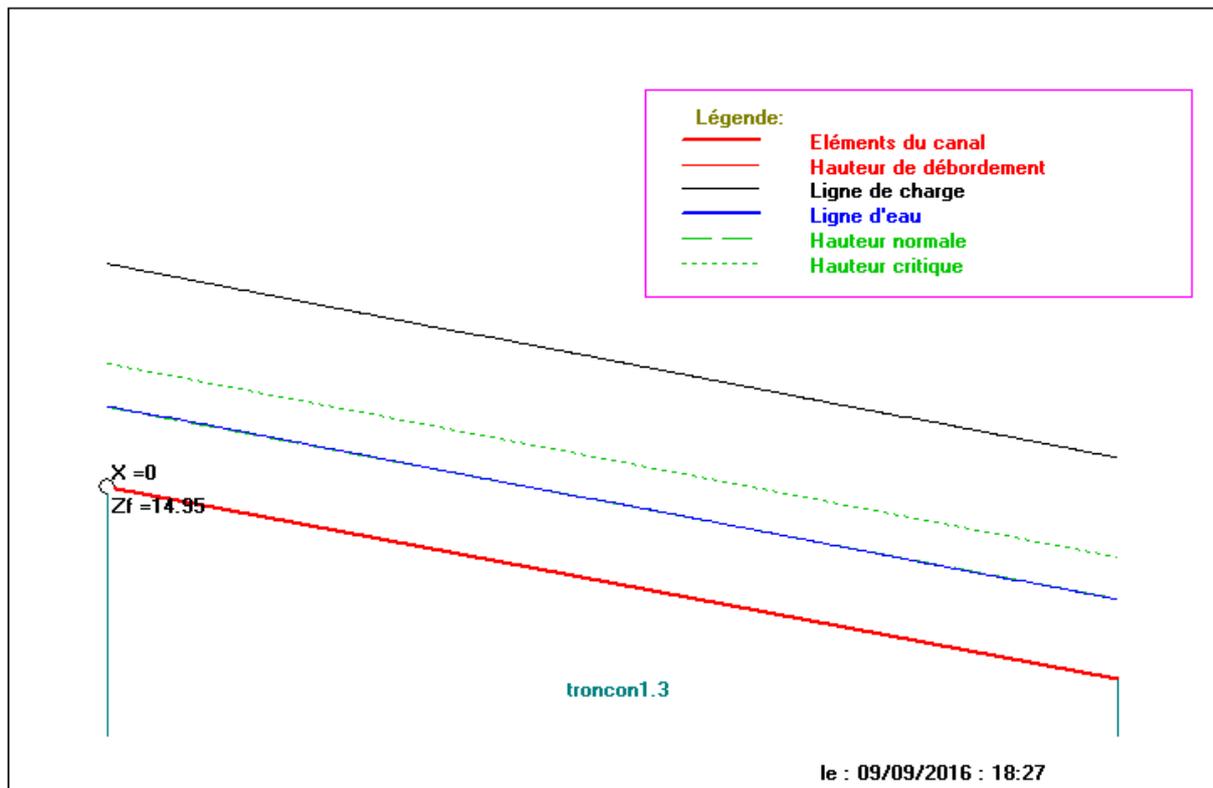


Figure V.8 Calcul de la ligne d'eau du tronçon 1.3

### V.9.4 Tronçon n° 2

Ce tronçon est un canal de section rectangulaire couvert, sa largeur est de 3m, sa longueur est de 223,17m et sa pente est de 0,0188

Tableau V.7 Caractéristiques Hydrauliques du tronçon 2  
Tronçon 2 (Du P38+7,08 au P66)

m	n	i	Q	$K=Q/i^{0.5}$	b	h	A(h)	P(h)	R(h)	C(h)	K(h)	V	Fr
[-]	[-]	[-]	[m <sup>3</sup> /s]		[m]	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m]	[m <sup>1/6</sup> ]		[m/s]	[-]
0	71,4	0,0188	18,3	133,47	3,000	0,91	2,73	4,82	0,57	64,95	133,47	6,70	2,24

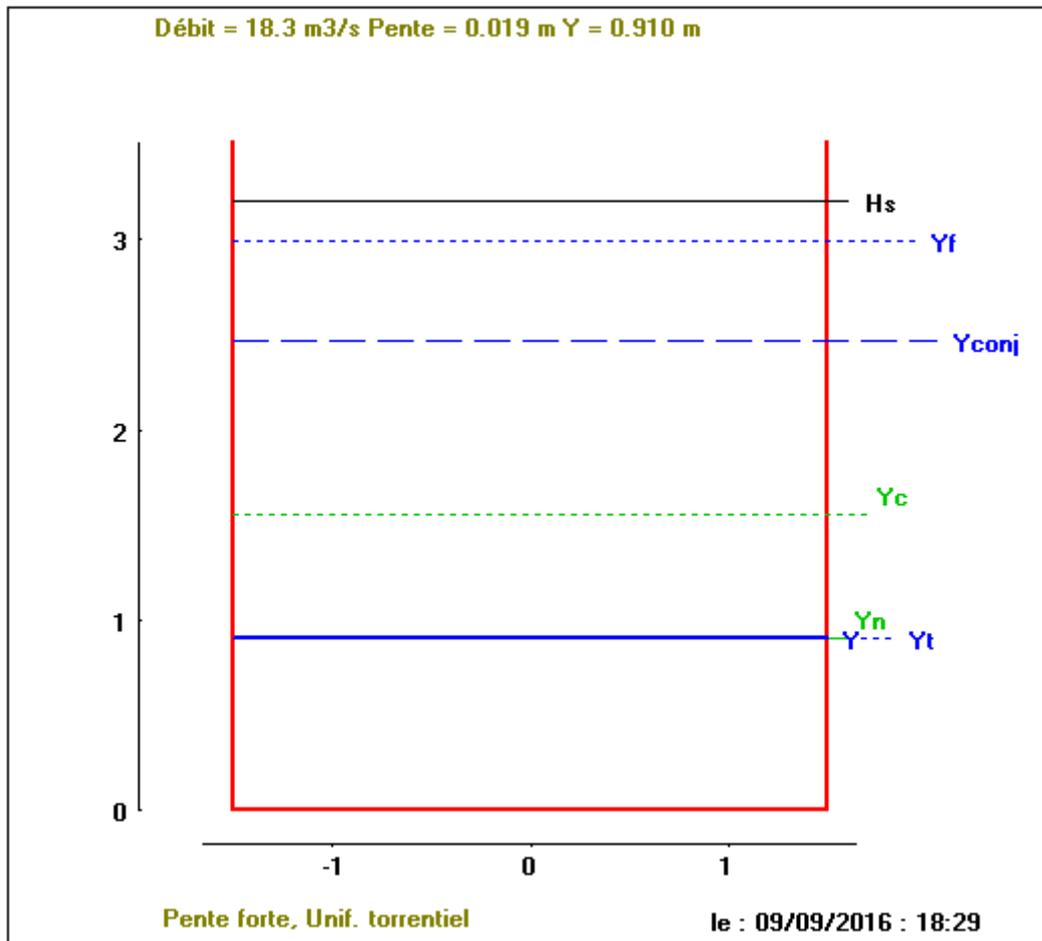


Figure V.9 Type de la section de forme rectangulaire du tronçon 2

### V.9.5 Tronçon n° 3

Ce tronçon est un canal de section rectangulaire couvert, sa largeur est de 3m, sa longueur est de 95.82m et sa pente est de 0,0299.

Tableau V.8 Caractéristiques Hydrauliques du tronçon 3

TRONCON 3 (Du P66 au P84)

m	n	i	Q	$K=Q/i^{0.5}$	b	h	A(h)	P(h)	R(h)	C(h)	K(h)	V	Fr
[-]	[-]	[-]	[m <sup>3</sup> /s]		[m]	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m]	[m <sup>1/6</sup> ]		[m/s]	[-]
0	71,4	0,0299	18,3	105,83	3,000	0,77	2,32	4,55	0,51	63,83	105,83	7,89	2,86

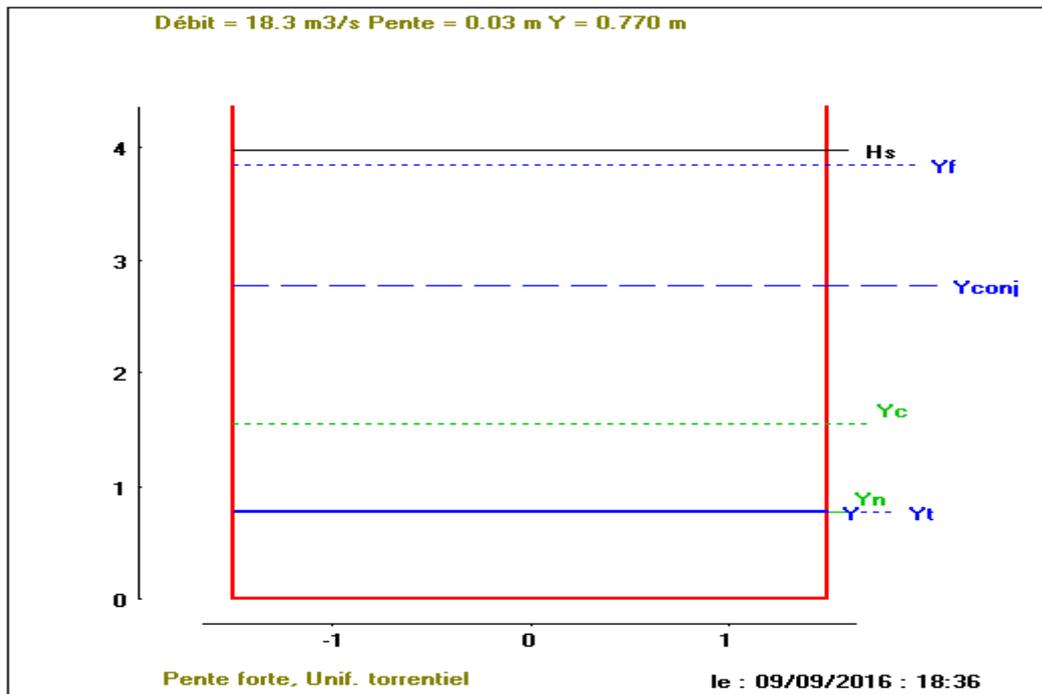


Figure V.10 Type de la section de forme rectangulaire du tronçon 3

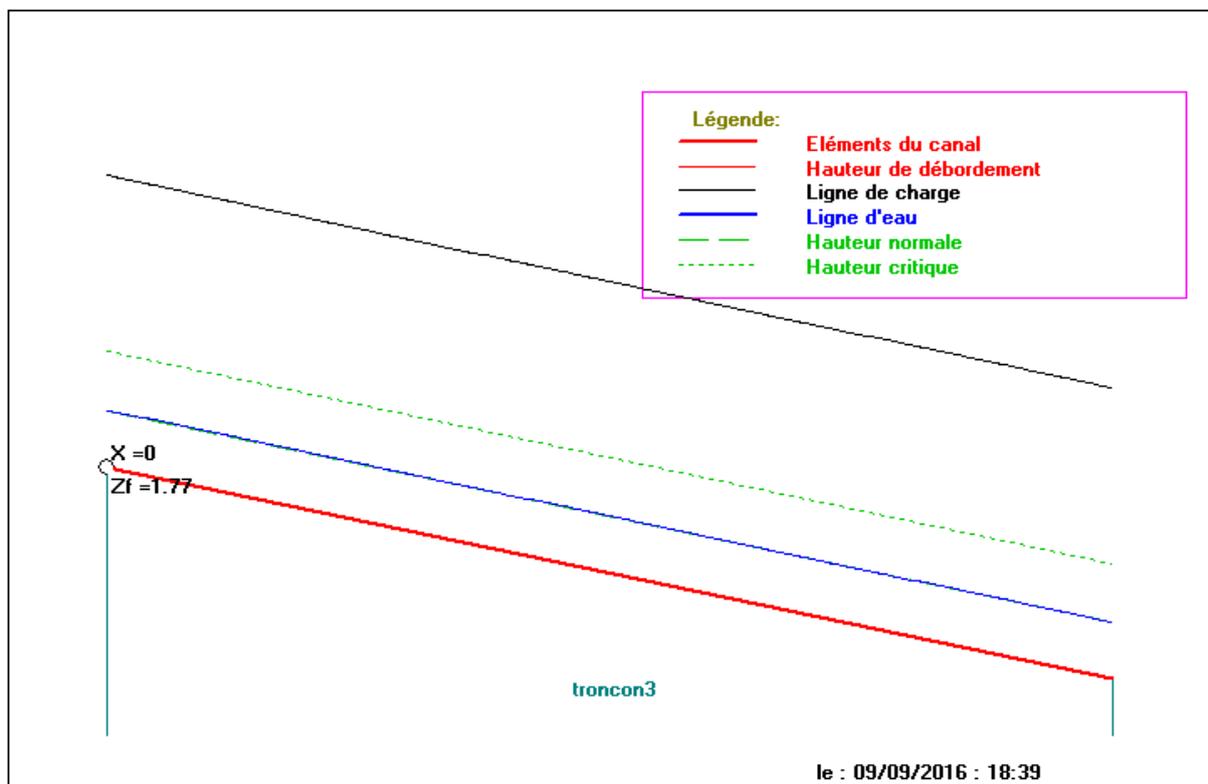


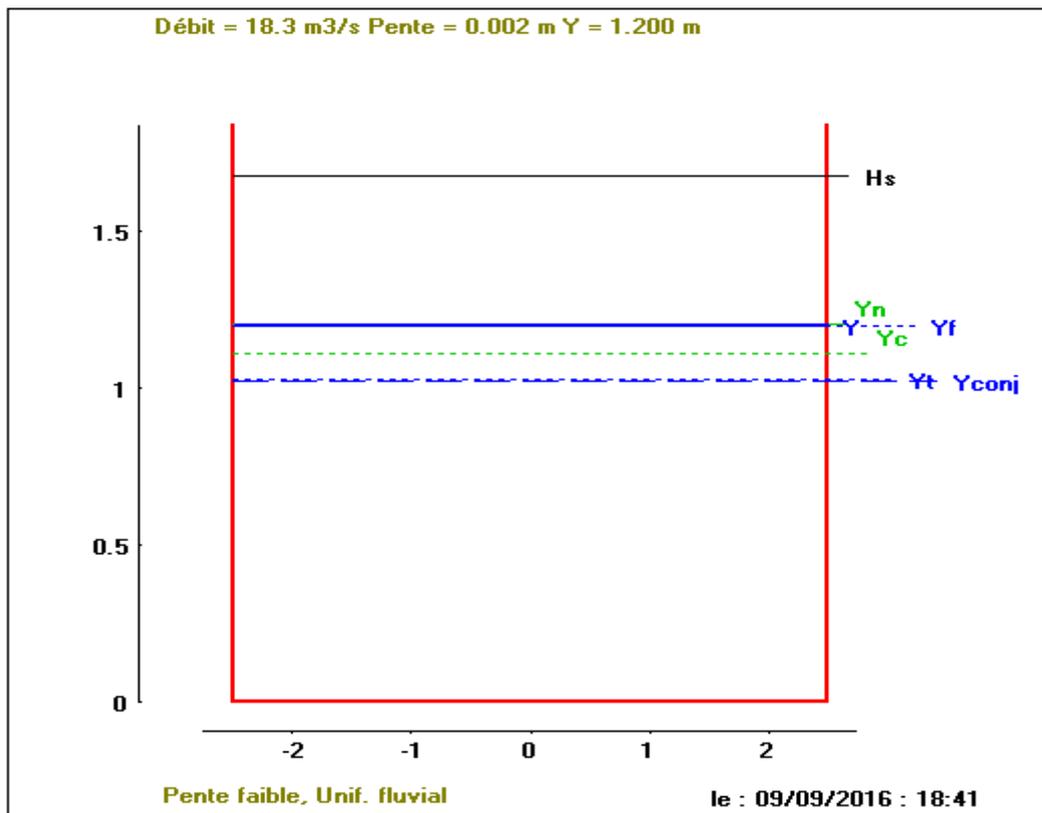
Figure V.11 Calcul de la ligne d'eau du tronçon 3

**V.9.6 Tronçon n° 4.1**

C'est un canal de section rectangulaire couvert en béton armé, sa largeur est de 5m, sa longueur est de 198,44m et sa pente est de 0,0024

**1** Tableau V.9 Caractéristiques Hydrauliques du tronçon 4.1

TRONCON 4.1(Du P84 au P115)													
m	n	i	Q	$K=Q/i^{0.5}$	b	h	A(h)	P(h)	R(h)	C(h)	K(h)	V	Fr
[-]	[-]	[-]	[m <sup>3</sup> /s]		[m]	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m]	[m <sup>1/6</sup> ]		[m/s]	[-]
0	71,4	0,0024	18,3	373,55	5,000	1,20	6,01	7,40	0,81	68,96	373,55	3,04	0,89



**Figure V.12** Type de la section de forme rectangulaire du tronçon 4.1

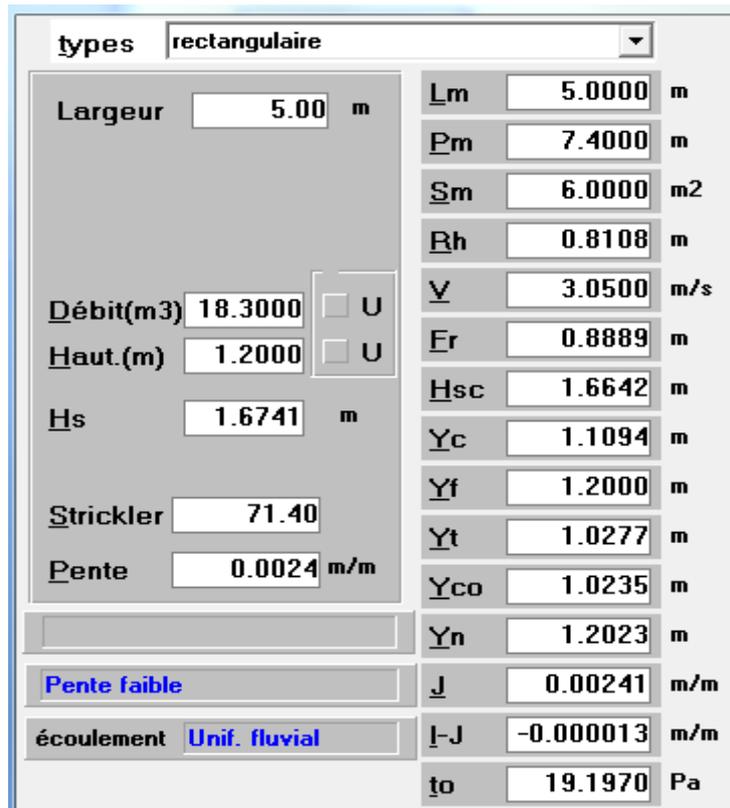


Figure V.13 Résultats des caractéristiques hydrauliques du tronçon 4.1 avec canal21

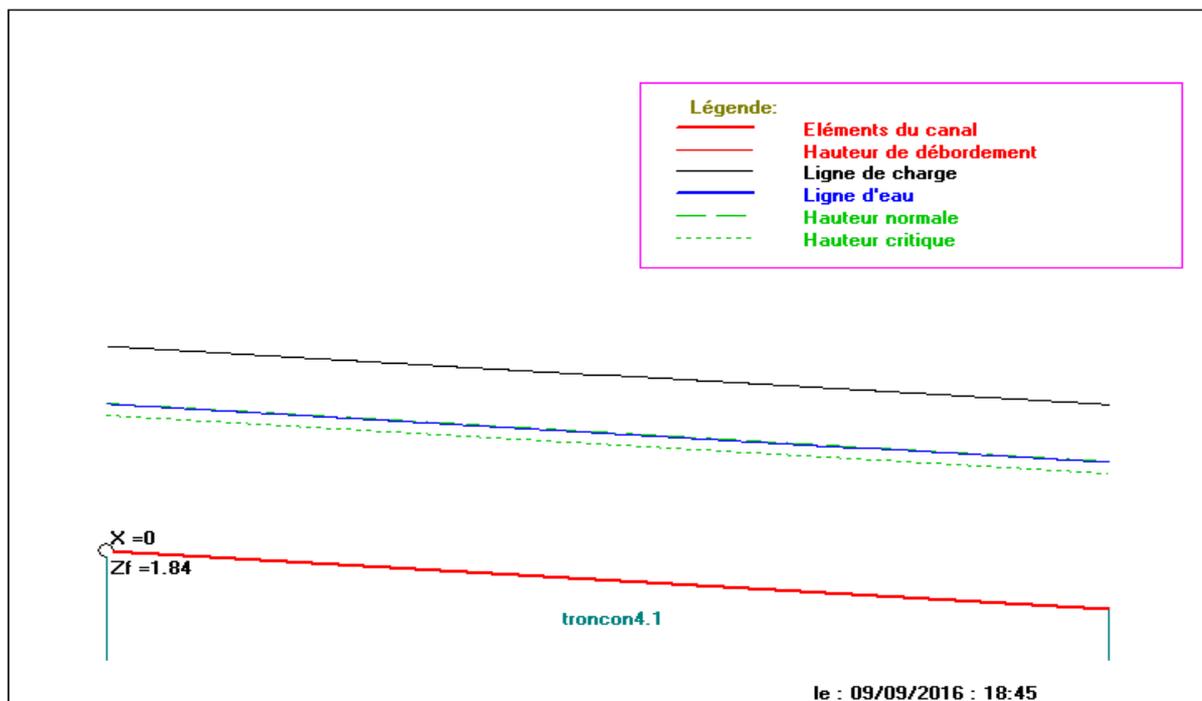


Figure V.14 Calcul de la ligne d'eau du tronçon 4.1

### V.9.7 Tronçon n°4.2

La section du canal devient trapézoïdale, la variation de la largeur du canal de 5m à 8m est assurée par un ouvrage divergent implanté en fin du tronçon n°4.1.

Le tronçon 4.2 est de section trapézoïdale en béton, sa largeur est de 8,00m, sa pente est de 0,0024 et sa longueur est de 535,75m.

Trois coudes assurent le changement de direction de l'écoulement le long du tronçon 4.2.

2 Tableau V.10 Caractéristiques Hydrauliques du tronçon 4.2

TRONCON 4.2(Du P115 au P198)													
m	n	i	Q	$K=Q/i^{0.5}$	b	h	A(h)	P(h)	R(h)	C(h)	K(h)	V	Fr
[-]	[-]	[-]	[m <sup>3</sup> /s]		[m]	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m]	[m <sup>1/6</sup> ]		[m/s]	[-]
1	37,04	0,0024	18,3	373,55	8,000	1,15	10,54	11,26	0,94	36,64	373,55	1,74	0,52

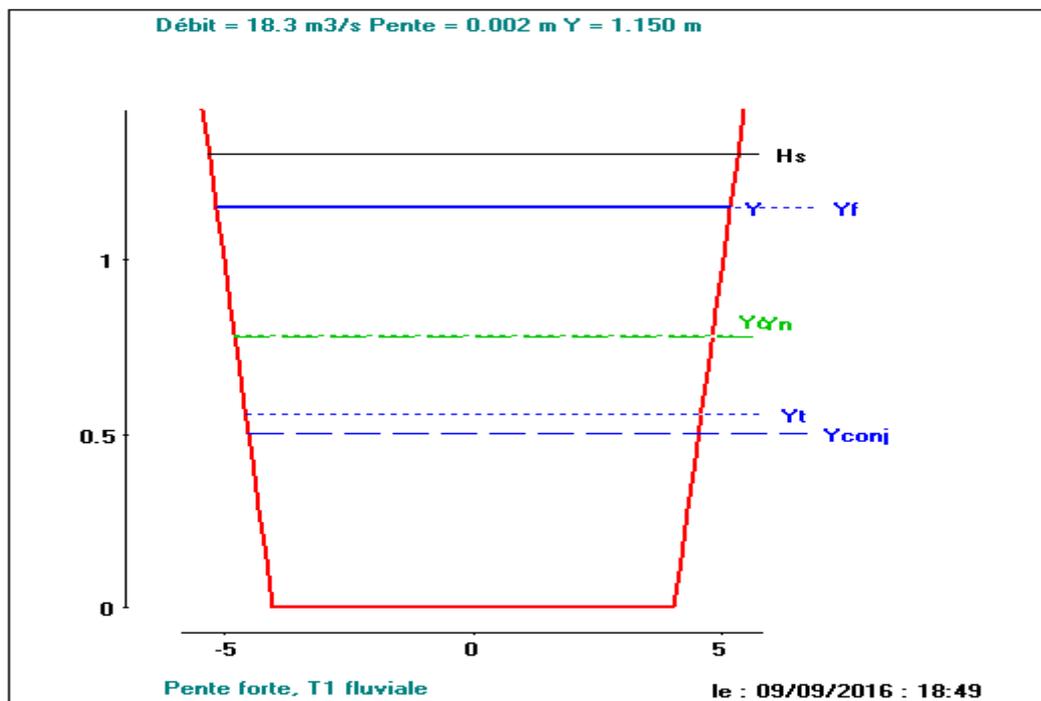


Figure V.15 Type de la section de forme trapézoïdale du tronçon 4.1

Sections

types trapézoïdal

Largeur	8.00 m	$L_m$	10.3000 m
Fruit	1.000	$P_m$	11.2527 m
Débit(m3)	18.3000 <input type="checkbox"/> U	$S_m$	10.5225 m <sup>2</sup>
Haut.(m)	1.1500 <input type="checkbox"/> U	$R_h$	0.9351 m
Hs	1.3042 m	$V$	1.7391 m/s
Strickler	71.40	$E_r$	0.5494 m
Pente	0.0024 m/m	$H_{sc}$	1.1440 m
		$Y_c$	0.7840 m
		$Y_f$	1.1500 m
		$Y_t$	0.5593 m
		$Y_{co}$	0.5026 m
		$Y_n$	0.7785 m
Pente forte		$J$	0.00065 m/m
écoulement T1 fluviale		$I-J$	0.001751 m/m
		$t_o$	5.9518 Pa

Figure V.16 Résultats des caractéristiques hydrauliques du tronçon 4.2 avec canal21

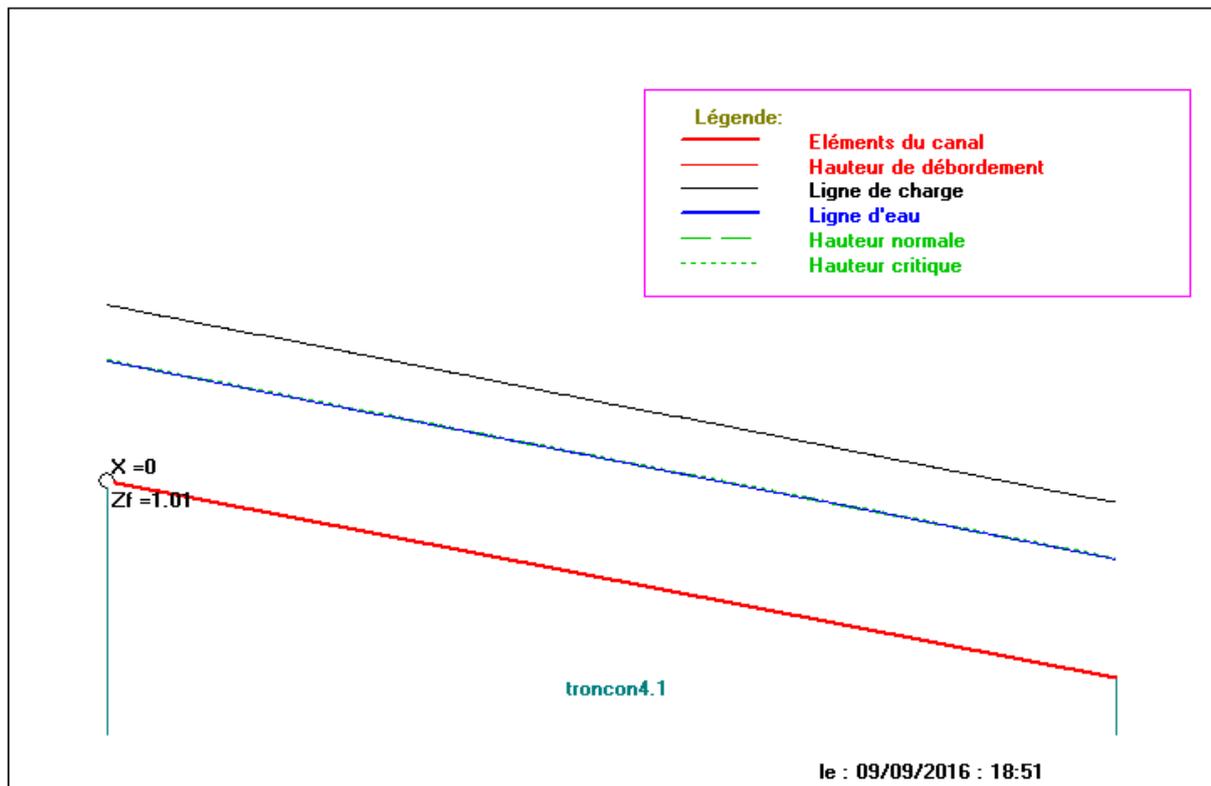


Figure V.17 Calcul de la ligne d'eau du tronçon 4.2

## V.10 Hauteur des murs

La hauteur des murs bajoyer est déterminée par la relation suivante :

$$H_m = h + R$$

Où ;  $H_m$  : hauteur du mur (m)

$h$  : tirant d'eau (m)

$R$  : revanche (m)

Design of Smal Dams propose la formule suivante pour l'évaluation de la revanche :

$$R = 0,6 + 0,05v\sqrt{h}$$

Avec ;  $v$  : vitesse d'écoulement (m/s)

$h$  : tirant d'eau (m)

$$R = 0,1(h_2 + v_1)$$

$v_1$  : vitesse d'arrivée de l'eau en bas du coursier (m/s)

$h_2$  : tirant d'eau après ressaut (m).

**Tableau V11** calcul des Hauteurs des murs

Désignation	h (m)	v (m/s)	R(m)	Hm (m)	Hm adoptée (m)
					calculée
<u>Tronçon 1.1 (trapézoïdal)</u>					
De 0 à 44m	1,33	3,18	0,77	2,10	2,10
De 44 à 96,53m	0,90	5,21	0,85	1,75	1,75
<u>Tronçon 1.3 (rectangulaire)</u>					
De 0 à 44m	1,56	3,91	0,83	2,39	2,40
De 44 à 88m	1,30	4,69	0,86	2,16	2,20
De 88 à 180,48m	1,10	5,55	0,89	1,99	2,00
<u>Tronçon 2 (rectangulaire couvert)</u>					
De 0m à 88m	1,05	5,81	0,90	1,95	1,95
De 84m à 223,20m	0,95	6,42	0,92	1,87	1,85
<u>Tronçon 3 (rectangulaire couvert)</u>					
De 0 à 95,87m	0,92	6,63	0,92	1,84	1,85
<u>Tronçon 4.1 (rectangulaire couvert)</u>					
De 0m à 198,44m	1,2	3,05	0,76	1,96	2,00
<u>Tronçon 4.2 (trapézoïdal)</u>					
de 0 à 535,75m	1,20	1,66	0,69	1,89	1,90

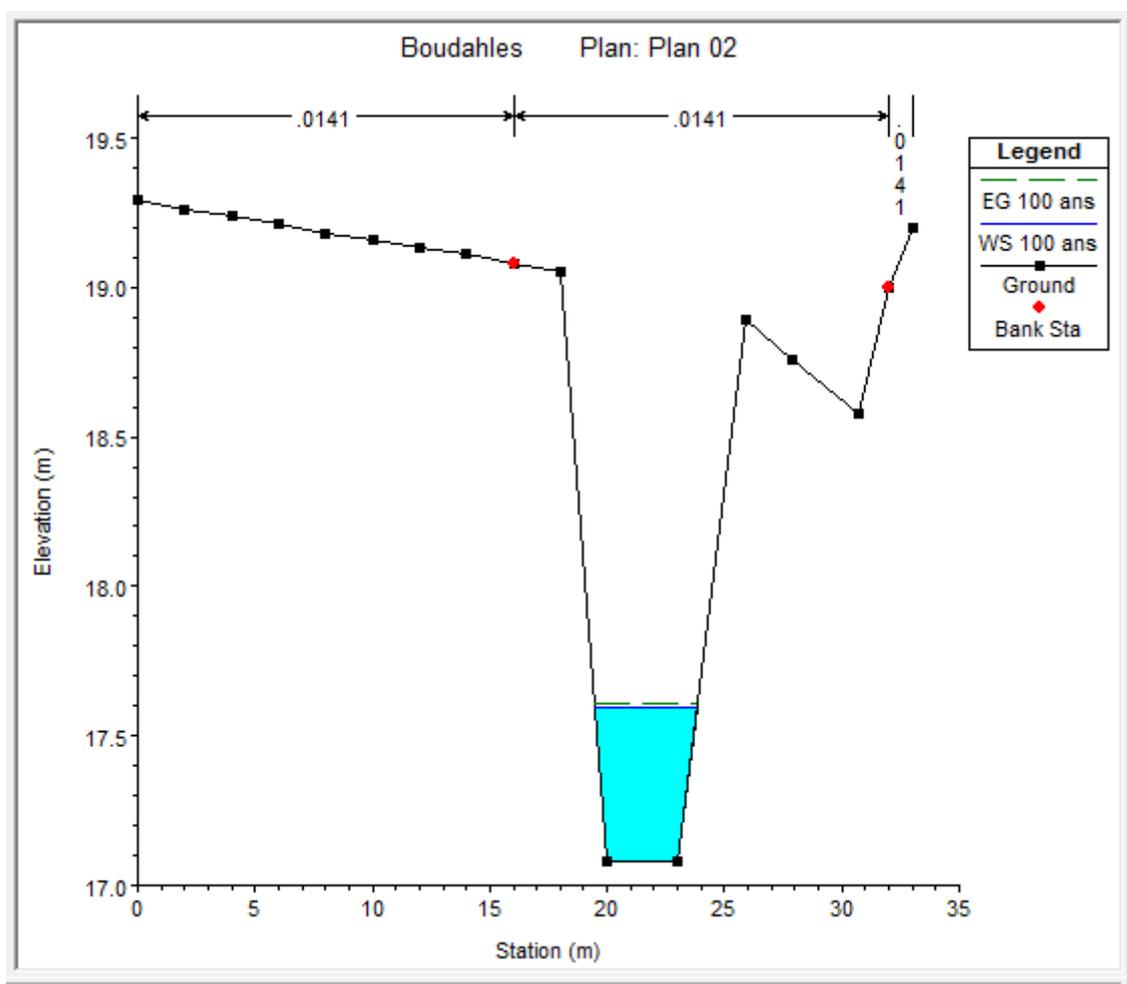
### V.11 Simulation de l'écoulement avec HEC Ras de l'oued aménagé

L'aménagement d'un oued, et après choix du matériau et de la section nécessite la vérification des conditions d'écoulement. De ce fait nous avons envisagé la simulation des débits de l'oued après aménagement pour la période de retour 100 ans avec le logiciel HECRAS.

Les résultats de simulation sont présentés dans les figures V.18 et V.19

### Interprétation :

Les calculs effectués et les simulations sous le logiciel Hec-Ras ont montré qu'après cet aménagement, l'oued ne présente plus de débordements et donc protégé contre les crues et les inondations.



**Figure V.18 :** profil en long de l'oued aménagé avec section trapézoïdale en béton

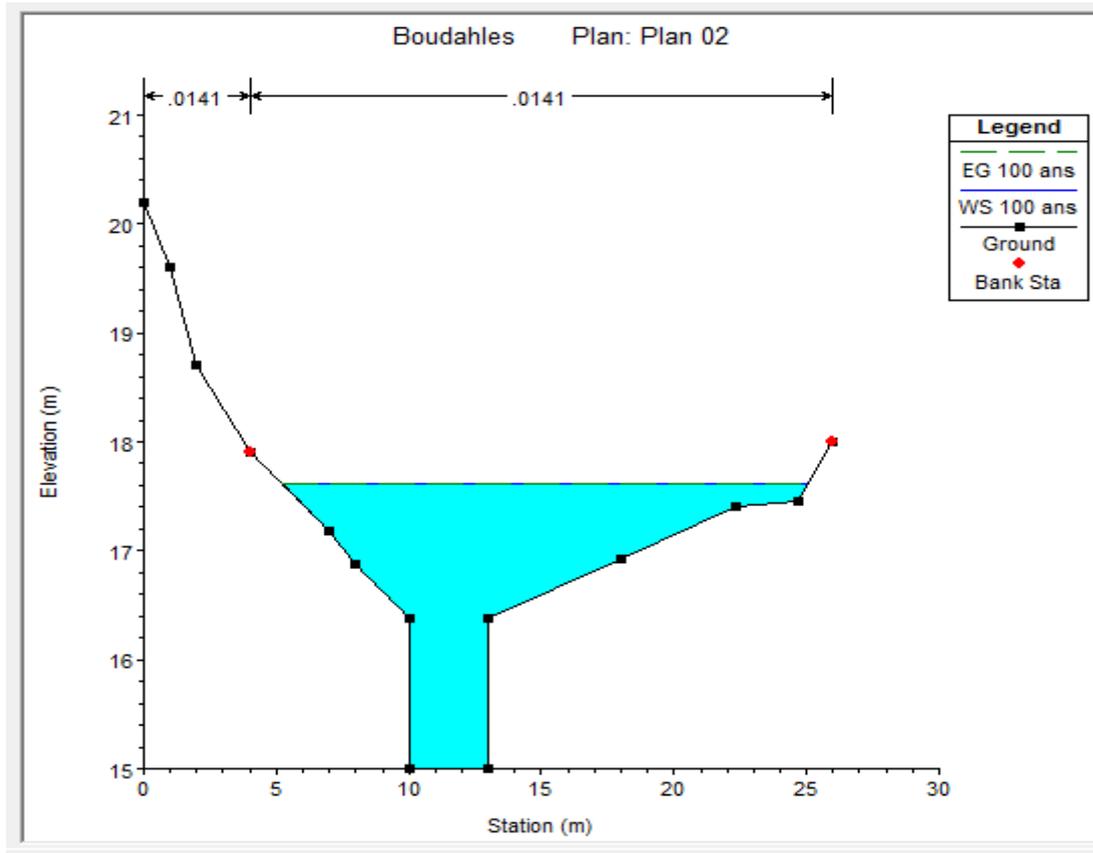


Figure V.19 : profil en long de l'oued aménagé avec section rectangulaire en béton

Tableau V.12 : Résultat de la simulation d'oued Boudahles aménagé

profile	Q Total	cote du fond	Elev eaux	Cote critiqu	cote Energie	pente	V	S mouillée	L mouille	N Froude
	(m <sup>3</sup> /s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m <sup>2</sup> )	(m)	
1	18.30	17.08	17.42	17.42	17.51	0.019083	1.31	0.23	1.36	1.01
2	18.30	17.08	17.51	17.51	17.52	0.0030	0.51	1.55	4.13	1
3	18.30	15.00	16.52	16.52	17.52	0.001	0.50	16.09	19.23	1
4	18.30	12.57	13.52	13.52	14.52	0.00089	0.38	104.12	21.22	0.54
5	18.30	1.77	2.52	2.52	4.52	0.00076	0.2	607.99	40.80	0.53
6	18.30	1.84	2.52	3.52	5.52	0.0004	0.04	612.10	40.00	0.10
7	18.30	1.12	3.52	3.52	6.52	0.0002	0.04	821.66	52.00	0.05
8	18.30	1.01	2.43		4.52	0.000001	0.002	667.22	41.45	0.02

**CONCLUSION**

Dans ce chapitre, nous avons opté pour des aménagements selon plusieurs variantes en choisissant des matériaux et des sections adéquates. nous avons abordé l'étude hydraulique de plusieurs tronçons en vue d'un aménagement de l'oued Boudahles, en utilisant le logiciel de calcul hydraulique Canal 21

Les calculs effectués et les simulations sous le logiciel Hec-Ras ont montré qu'après ces aménagements, l'oued ne présente plus de débordements et donc protégé contre les crues et les inondations.

# **Chapitre VI : Organisation de chantier**

## **VI.1 Introduction**

Le but de l'organisation de chantiers est, à cet effet, de réaliser des projets dans des délais courts et à moindres coûts. L'organisation de chantier consiste à rechercher constamment, la meilleure façon d'utiliser économiquement la main d'œuvre et les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier. Afin d'atteindre cet objectif, il est impératif de :

- Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement ;
- Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main d'œuvre ayant une incidence importante sur le prix de revient;
- Répartir et coordonner les tâches par la concentration d'une main d'œuvre spécialisée;
- Structurer convenablement les postes de travaux stabilisés pour lesquels, on adoptera une mécanisation de plus en plus poussée.

## **VI.2 Installations du chantier**

### **VI.2.1 Installations destinées au personnel**

Ce sont généralement les dortoirs, vestiaires, réfectoires, installations sanitaires et les bureaux de chantier.

### **VI.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux**

Pour les ciments nous utilisons soit des silos, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats sont stockés en plein air, seulement nous prévoyons un cloisonnement entre les différents types d'agrégats pour éviter leur mélange et de ce fait faciliter le dosage du béton. Les aciers doivent être stockés dans des endroits loin de la forte humidité (Baraquements, hangars...).

### **VI.2.3 Installations destinées à la réparation des engins**

Les grosses réparations ne se font généralement pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

### **VI.2.4 Installations pour la préfabrication**

Ce sont généralement des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage.

## **VI.3 Succession des opérations du chantier**

### *a- Travaux préparatoires*

Aménagement des pistes de circulation des engins et des aires de stockage de matériaux de construction;

### *b- Exécution de l'ouvrage*

- Excavation des tranchés ;
- Construction de l'ouvrage;

## VI.4 Technologie des principaux travaux

Nous prévoyons une route d'accès à tous les ouvrages pendant la construction, les engins utilisés sont :

- Pour l'exécution des déblais nous utilisons un bulldozer et la pelle ;
- Pour le transport des terres nous utilisons des camions à benne.
- Pour l'exécution des chargements nous utilisons un chargeur ;
- Pour le mélanger les matériaux de béton et transport le béton nous utilisons un Centrale à béton et un malaxeur ;

## VI.5 Calcul des volumes des travaux et estimation du coût de projet :

### VI.5.1 Volume de déblai des tranchées :

Le calcul se fait comme suit :

$$V_d = V_t - V_c$$

- $V_d$  : Volume total de déblai.
- $V_t$  : Volume de terrassement du canal.
- $V_c$  : Volume moyenne occupé par le cours d'eau naturel.

Avec :

$$V_c = B_{\text{moy}} \times H_{\text{moy}} \times L$$

$$V_t = S_c \times L$$

- $B_{\text{moy}}, H_{\text{moy}}$  : dimensions moyens du cours d'eau.
- $L$  : longueur de la tranchée.
- $S_c$  : surface du canal.

#### VI.5.1.1 Largeur de la tranchée :

Elle doit être au minimum 2,00 m pour faciliter les travaux. Elle sera calculée en fonction de la largeur du canal, en laissant 1,00 m d'espace de chaque côté de celle-ci.

La largeur de la tranchée est donnée par la formule suivante :

$$B = L + (2 \times 1.00)$$

Avec :

- B : largeur de la tranchée (m).
- L : Largeur du canal (m).

### VI.5.1.2 La profondeur de la tranchée :

On peut calculer la profondeur de la tranchée en utilisant la formule suivante :

$$H = H_1 + H_2$$

Avec :

- H : la profondeur de la tranchée (m).
- $H_1$ :profondeur du lit de pose
- $H_2$ :hauteur verticale séparant le générateur inférieur du canal à la surface du sol.

### VI.5.2 Volume des remblais autour des ouvrages :

$$V_{R.O} = V_t - V_{O.C}$$

- VR.O : Volume de remblai autour d'ouvrage aménagé.
- $V_t$  : Volume de terrassement du canal.
- VO.C : Volume du béton occupé par le canal après l'aménagement, avec une épaisseur de (0.20 m pour le béton armé et 0.1 m pour le béton de propreté).

Les résultats des volumes plus l'estimation du coût de projet sont représentés dans le tableau ci-après :

**Tableau VI.1** : Détermination des volumes et du devis quantitatif et estimatif du projet

N°	Désignation des Travaux	Unité	Quantité	Prix/U	Montant (DA)
<b>1</b>	<b>Travaux de Terrassements</b>				
<b>1.1</b>	déblai	m <sup>3</sup>	52731	200.00	10474200.00
<b>1.2</b>	Pose du lit de sable	m <sup>3</sup>	42	1000.00	42000.00
<b>1.3</b>	Remblai	m <sup>3</sup>	19235	350.00	19585.00

1.4	Evacuation des déblais excédentaires	m <sup>3</sup>	26861.05	160.00	4297768.00
1.5	Couche drainante en TVO	m <sup>3</sup>	102	1150.00	117300.00
2	<b>Canalisation</b>				
2.1	Béton de propreté dosé a 150kg/ m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	363	5 000.00	1815000.00
2.2	Béton armé dosé à 350kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	2870	35 000.00	100450000.00
2.3	Béton dosé a 250kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	132	7000.00	924000.00
2.4	Conduites DN2000	Ml	78	4240.00	330720.00
2.5	Conduites DN1500	Ml	18	3297.00	95346.00
MONTANT (HT)					118 583 919.00
TVA 17%					20 159 266.23
TOTAL TCC					138 743 185.23

## VI.6 Planification

### VI.6.1 Définition

C'est une méthode dont dispose le cadre pour rendre son travail efficace, elle consiste

- ✓ L'installation des postes de travail ;
- ✓ L'observation instantanée ;
- ✓ L'analyse des tâches ;
- ✓ Le chronométrage ;
- ✓ La définition des objectifs et des attributions ;
- ✓ La simplification des méthodes ;
- ✓ La stabilisation des postes de travail.

### VI.6.2 Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- ✓ Méthodes basées sur le réseau ;
- ✓ Méthodes basées sur le graphique.

### VI.6.2.1 méthodes basées sur le réseau

#### A) Définition du réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

- ✓ Réseau à flèches :

L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération A précède l'opération B

- ✓ Réseau à nœuds :

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches



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

#### B) Construction du réseau

Pour construire un réseau, il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

- 1) Etablissement d'une liste des tâches :

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

- 2) détermination des tâches antérieures :

Après avoir dressés la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

- 3) Construction des graphes partiels :
- 4) Regroupement des graphes partiels :
- 5) Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage
- 6) Construction du réseau.

### C) Différentes méthodes basées sur le réseau

#### *i. Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)*

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1<sup>ère</sup> phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;

2<sup>ème</sup> phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour par jour, selon l'unité de temps retenue ;

3<sup>ème</sup> phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise

#### *ii. Method P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical)*

C'est-à-dire technique d'ordonnancement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

#### *iii. Méthode P.D.M (Procédure Diagram Methode)*

C'est une méthode basée sur le réseau à nœuds et développe trois (3) relations à savoir :

- 1 Commencement de l'opération (A) et (B) ;
- 2 Finition de l'opération (A) et commencement de (B) ;
- 3 Finition de l'opération (A) et finition de l'opération (B).

## VI.6.2.2 Méthodes basées sur le graphique

- ✓ Méthode linéaire (ligne of balance technic)

Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les travaux sont répétitifs.

- ✓ Méthode à barres

Cette technique consiste à déterminer deux réseaux et un diagramme à barres (plan de travail)

### VI.6.3 Les étapes de la planification

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

#### 1) *Collection des informations*

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

#### 2) *Décomposition du projet*

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières ; nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

#### 3) *relations entre les tâches*

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

#### 4) *Choix de la méthode de calcul*

Le choix de la méthode de calcul repose essentiellement sur le type d'ouvrage à construire.

Il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode *C.P.M*

### VI.6.4 Les paramètres de la méthode C.P.M

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : temps de réalisation ;

DCP : date de commencement au plus tôt ;

DCPP : date de commencement au plus tard ;

DFP : date de finition au plus tôt ;

DFPP : date de finition au plus tard ;

MT : marge totale.

$$\begin{cases} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \end{cases}$$

#### VII.7.4.1 Chemin critique (C.C)

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante

$$c.c \Leftrightarrow \begin{cases} \mathbf{MT = 0} \\ \mathbf{\sum TR_{C.C} = D.T.P} \end{cases}$$

#### VI.6.5 Elaboration du réseau selon la méthode CPM

La méthode du CPM est une méthode de planification, elle a pour objectif de réduire le temps et le coût de réalisation de projet et augmenter le rendement du travail. Pour la construction du réseau il faut d'abord établir les différentes tâches des travaux.

On découpe notre projet en 5 tançons, chaque tronçon de 200m longueur.

Ces taches sont les suivantes :

**Tableau VI. 2:** les taches des travaux

OPERATION	SYMBOLE	DELAIS DE REALISATION (jours)
Décapage de la terre végétale	A	10
Excavation de la tranchée	B	30
Remblai en TVO (tout -venant)	C	10
Compactage	D	10
Lit de béton propriété	E	20
Démolition des gabionnages	F	15
Le bétonnage	G	60
Compactage des tranches des canaux	H	10

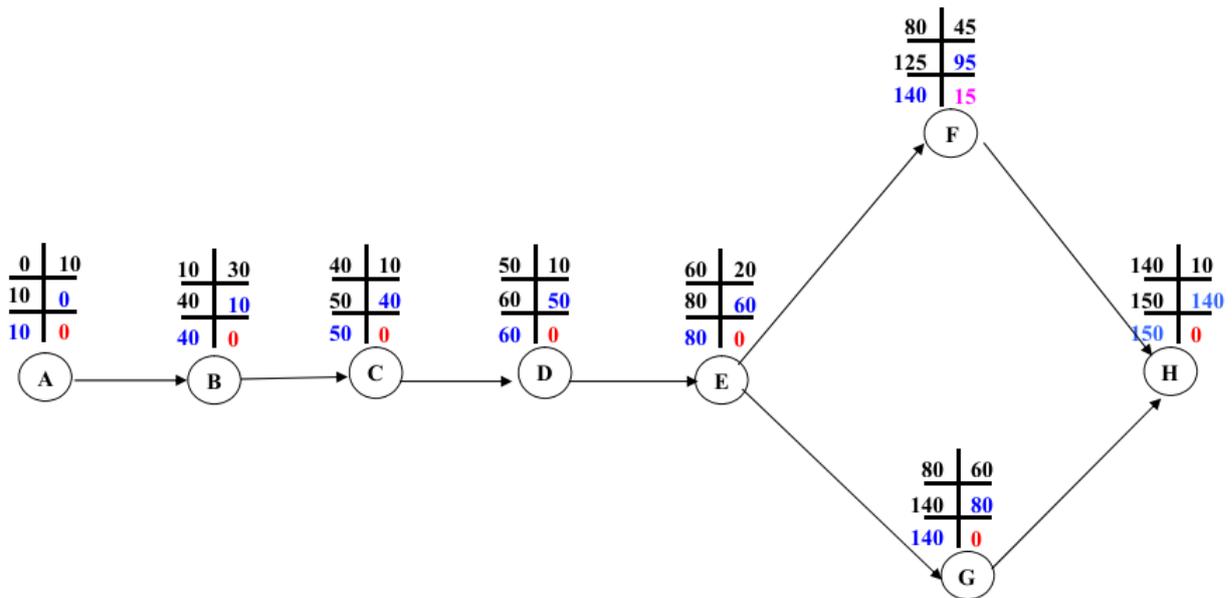


Figure V.1 Réseau à nœuds des travaux du projet

## VI.6.6 Détermination des chemins critiques

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Ainsi on obtient les résultats consignés dans le tableau suivant :

**Tableau.VI.3** Détermination des chemins critiques

Opération	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P	
A	10	0	10	0	10	0
B	30	10	40	10	40	0
C	10	40	50	40	50	0
D	10	50	60	50	60	0
E	20	60	80	60	80	0
F	45	80	125	95	140	0
G	60	80	140	80	140	0
H	10	140	150	140	150	0

Le diagramme de GANTT est présenté dans la figure suivante :

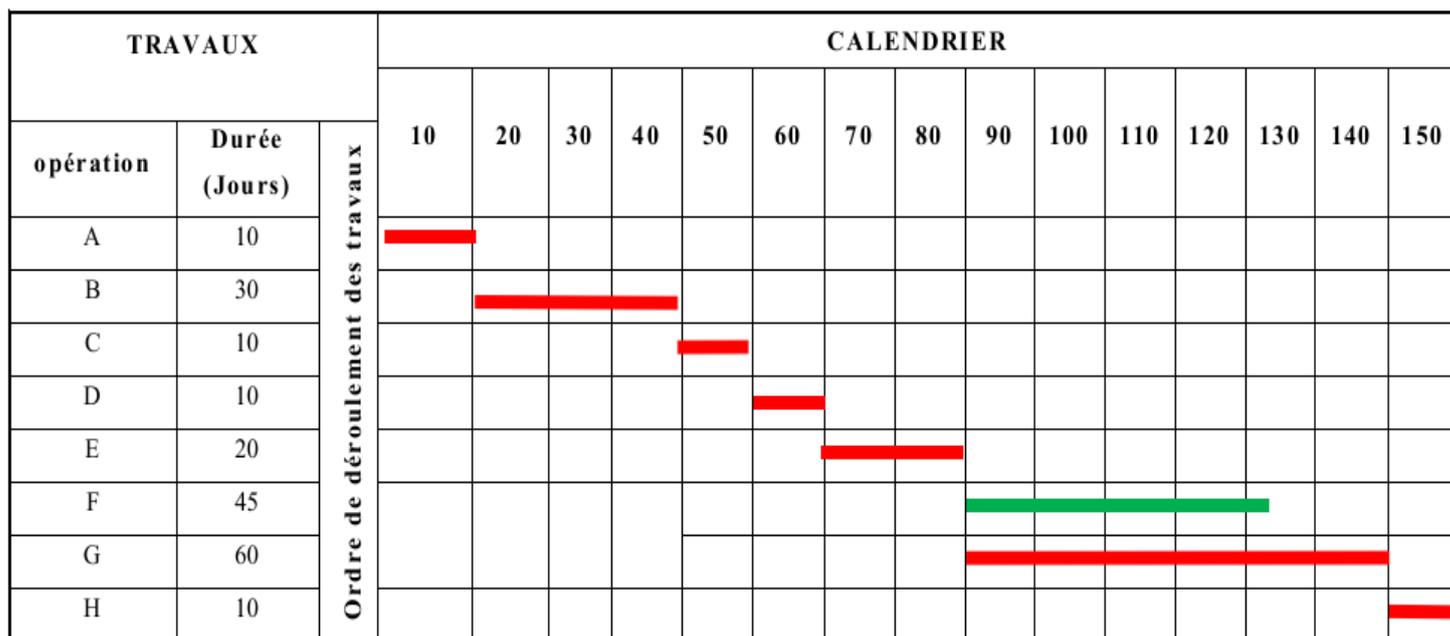


Figure VI.02 diagramme de GANTT

**Conclusion**

D'après ce chapitre on peut conclure que l'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement des travaux, car elle nous permet de définir tout le volume des travaux nécessaire pour l'élaboration du chantier. D'autre part on peut avoir une information sur le coût total de projet ainsi que leur temps de réalisation. L'organisation de chantier définit aussi tous les engins que l'on peut utiliser dans le chantier et le choix final des engins seront basés sur une étude économique.

# **Conclusion générale**

## Conclusion Générale

Notre travail de mémoire de fin d'étude a porté sur le problème de l'inondation de la ville de Zeralda, vulnérable à ce phénomène naturel. Tout au long des chapitres de ce mémoire, nous avons montré que les risques liés aux inondations dues aux débordements des cours d'eau sont basés essentiellement sur trois principaux concepts : topographiques, hydrologique et hydraulique.

Afin de bien comprendre un tel phénomène et de protéger la ville de Zeralda contre les crues d'oued Boudahles, nous étions amenés à suivre les étapes ci-dessous :

- ✓ Présentation de l'ensemble des paramètres, géomorphologiques, climatiques et hydrologiques du bassin versant suivi par une synthèse des inondations les plus dévastatrices en Algérie.
- ✓ Les causes des inondations sont principalement dues à la force gravitaire de l'eau en mouvement et au débit important qui caractérise la zone d'étude.
- ✓ Pour la détermination de la zone inondable, seul le modèle de Saint-Venant monodimensionnel est pris en considération dans les calculs, et pour ce faire le logiciel HEC-RAS est utilisé.
- ✓ En outre, nous avons proposé Trois variantes de matériaux, la troisième est la plus convergente vers l'aspect technico-économique.

Enfin, nous espérons que nous avons contribué par le biais de ce travail à remédier aux risques d'inondation de la ville de Zeralda contre les crues d'Oued Boudahles et que l'entretien et la maintenance des ouvrages projetés seront pris en considérations par les autorités locales, et cela afin assurer la longévité et le bon fonctionnement des équipements hydrauliques.

# Références

## Références Bibliographiques

**B.TOUAIBIA, A.BENAOUDJ , P.HUBERT. 2014.** *les inondations dans la vallée du M'Zab.* 2014.

**BOURIER. 1991.** *Les réseaux d'assainissement.* s.l. : Ed.Lavoisier, 1991.

**Bruno, LEDOUX. 2001.** *la gestion du risque inondation.* 2001.

— . **2006.** *la gestion du risque inondation.* Paris : Ed.Lavoisier, 2006.

**M.HASSANE. 2009/2010.** *Cours d'hydraulique 4eme année ENSH .* 2009/2010.

**Patrick, SOLOFONIRINA Romain. Aout 2011.** *Analyse des impacts socio-économique des risques et vulnérabilités liés à l'inondation .* Aout 2011.

**Vinet, FREDDY. juin 2010.** *le risque d'inondation diagnostique et gestion.* France ( paris ) : s.n., juin 2010.

**DRE Alger. 2012 .** Etude géologique et géotechnique Zeralda .