

# SOMMAIRE

Introduction générale.....	01
----------------------------	----

## Chapitre I : Risques des Inondation.

I. Du risque inondation à l'analyse de l'aléa .....	03
I.1 Les inondations : ampleur, définitions et notion de risque .....	03
I.1.1 Les inondations dans le monde .....	03
I.1.2 Les inondations en Algérie .....	04
I.2 Définition et genèse du phénomène d'inondation .....	05
I.3 La plaine alluviale .....	06
I.4 Contexte des inondations de la gestion des risques .....	06
I.5 Evaluation du risque d'inondation .....	08
I.5.1- L'aléa .....	08
A- Composante fréquentielle de l'aléa .....	08
B- Composante spatio-temporelle de l'aléa .....	08
I.5.2- La vulnérabilité .....	09
I.5.3 Orthogonalité de la composante vulnérabilité du risque .....	09
I.6 Typologie des risques d'inondation .....	10
I.6.1 Le risque d'origine pluvial .....	10
I.6.2 Le risque fluvial .....	10
I.6.3 Le risque torrentiel .....	10
I.7 Genèse des crues et réponse hydrologique .....	11
I.8 Mesure de gestion du risque d'inondation.....	11
I.9. Interaction hydrologie-inondation .....	12
I.9.1 Objectif de l'étude hydrologique .....	13
I.9.2 Les processus hydrologiques .....	13
I.9.3 Analyse des précipitations .....	14
I.9.3.1 Temps de concentration $T_C$ .....	14
A- Formule de Giandotti .....	14
B- Formule de Kirpich .....	14
I.9.3.2 Coefficient de ruissellement $C_r$ .....	15
I.9.3.3 L'intensité moyenne d'une averse .....	15
I.9.3.4 La Période de retour .....	15

I.9.3.5 Courbes Intensité – Durée – Fréquence (IDF).....	16
A-Utilisation des courbes IDF .....	16
I.9.4 Pluie maximale probable (PMP).....	17
I.9.4.1 Définition.....	17
1.9.4.2 Approches pour le calcul d'une PMP.....	17
A- La méthode physique.....	17
B- La méthode statistique.....	17
I.9.5 Risque Hydrologique .....	18
I.9.6 Analyse des crues -Temps de concentration et débits maximaux.....	18
I.9.6.1 Evaluation des débits d'inondation .....	19
A- La formule de Mallet et Gautier .....	19
B- La formule Rationnelle .....	19
I.9.6.2 Evaluation du volume de la crue .....	20
1.9.6.3 Hydrogramme de crue .....	20
I.9.7 Genèse des crues et réponse hydrologique.....	22
I.9.8 Les étapes d'une étude Hydrologique.....	22
I.9.8.1 Recueil de données de base.....	22
I.9.8.2 Etude de caractéristiques climatiques .....	22
I.9.8.3 Etude de précipitations.....	22
I.9.8.5 Etude des débits superficiels.....	23
I.9.8.6 Etude des crues maximales.....	23
I.10 Etude de Laminage de la crue.....	23
I.10.1 Objectif .....	24
I.10.2 Transformation ou laminage de crues.....	24
I.10.3. Transformation de la pluie en Hydrogramme de crue.....	26
I.10.4 Modélisation de la transformation pluie-débit.....	27
I.10.5 Présentation de quelques modèles du laminage des crues.....	27
I.10.5.1 Modèle de Puls.....	27
I.10.5.2 Modèle de Kotcherine .....	28
I.10.5.3 Modèle de Muskingum.....	29
A-Principe.....	29
I.10.5.4 Modèle de Muskingum- Cunge.....	29
I.11 Conclusion.....	30

## Chapitre II : Procédés de protection des agglomérations contre les inondations

II.1. Au niveau des espaces urbains.....	31
II.1.1. Limiter les submersions par .....	31
II.1.1.1 L'entretien des cours d'eau.....	31
II.1.1.2 Limiter l'érosion.....	31
II.1.1.3 Les enrochements.....	31
II.1.1.4 Les techniques végétales .....	32
II.1.1.5 Les épis .....	32
II.1.2. Protection des édifices contre les crues .....	32
II.2. Aménagements en versant avant le lit du cours d'eau.....	33
II.2.1. Changement d'occupation de sol .....	33
II.2.2. Banquettes.....	33
II.2.3. Banquettes pour épandage des crues .....	34
II.2.4. Travaux de correction torrentielle sur les lits des Oueds.....	34
II.2.4.1 Le reboisement .....	35
II.2.5. Aménagement en lit mineur.....	35
II.2.5.1 Correction torrentiel.....	35
II.2.5.2 Barrage écrêteur .....	36
II.2.5.3 Création des zones d'expansion de crue.....	36
II.2.5.4 Ouvrages de stockage en dérivation .....	36
II.3 Digue de protection contre les inondations.....	37
II.3.1. Caractéristiques des digues de protection contre les inondations.....	39
II.3.1.1 Fonctionnement d'un système endigué.....	39
II.4 Mesure pour réduire la vulnérabilité .....	40
II.4.1. Délimitation des zones à risque .....	40
II.4.2 Détermination des enjeux.....	40
II.4.3 Réduire la gravité des crues torrentielles .....	41
II.5. Modélisation hydraulique des inondations.....	42
II.5.1. Le concept de modèle hydraulique.....	42
II.5.2. La physique d'un modèle hydraulique : les équations à résoudre.....	42
II.5.3 Typologie de Modèles.....	43
II.5.3.1 Les modèles bidimensionnels .....	43
II.5.3.2 Les modèles monodimensionnels (1D) .....	43
II.5.3.3 Les modèles 1D-casier .....	45

II.5.4. Paramètres des modèles hydrauliques .....	46
II.5.4.1 Condition initiale et conditions aux limites .....	46
II.5.4.2. Le coefficient de rugosité .....	46
II.5.4.3. Les lois d'ouvrages .....	46
II.5.5. La détermination des paramètres d'un modèle hydraulique .....	47
II.5.8. Conclusion.....	47

### Chapitre III : Etude Hydrologique

III.1 Introduction .....	48
III.2 Contexte Géographique .....	48
III.3 Contexte Topographique .....	49
III.4 Contexte géologique et stratigraphique .....	49
III.4.1- Schéma géologique .....	50
III.4.2 Stratigraphie .....	50
III.5 Situation Climatique .....	51
III.5.1 Température .....	52
III.5.3 Le vent.....	52
III.5.4 Pluviométrie.....	53
III.6 Sols et végétation.....	54
III.7 Bilan de ressources en eau .....	55
III.7.1 Bilan des eaux potable .....	55
III.7.2 Bilan d'assainissements.....	55
III.8 Historique d'aménagement dans le périmètre de Ghazaouet .....	55
III.8.1 Travaux réalisés depuis la création du périmètre.....	58
III.8.1.1 Période de 1944 à 1969.....	56
III.8.1.2 Période de 1970 à 1991.....	56
III.9 Caractéristiques physiques et leur influence sur l'écoulement des eaux.....	56
III.10 Caractéristiques géométriques du bassin versant de l'oued Ghazouana.....	56
III.10.1 La surface du bassin versant.....	56
III.10.2 La forme .....	57
III.10.3 Le relief .....	57
A- La courbe hypsométrique .....	57
B- Altitudes caractéristiques .....	57
C- Rectangle équivalent .....	58
D- L'indice de pente $i_p$ .....	58
E- L'indice de pente global $i_g$ .....	59

F- Dénivelée spécifique .....	59
G- La pente moyenne du bassin versant.....	60
H- Densité de drainage .....	60
I- Fréquence des cours d'eau .....	61
J- Coefficient de Torrentialité .....	61
K- Temps de Concentration .....	61
L- Le coefficient de ruissellement .....	62
III.11 Etude des bassins versants d'oueds (Tlata et Taima) composant le bassin versant d'oued Ghazouana.....	63
III.11.1 Etude des deux Bassins versants (Oued Tlata et Oued Taima).....	64
A- Les caractéristiques géométriques de deux bassins versants.....	64
B- Organisation du réseau hydrographique.....	66
C.- Courbe hypsométrique.....	67
III.12 Analyse des données pluviométriques .....	70
III.12.1 Caractéristiques de la station pluviométrique.....	70
III.12.2 Précipitations moyennes annuelles .....	70
III.12.3 Calcul des précipitations moyennes sur un bassin versant.....	70
A- Méthode de la Moyenne arithmétique .....	70
III.12.4 Critiques et homogénéisation des données pluviométriques .....	71
A-Contrôle de fiabilité des séries.....	71
III.12.5 Variation des précipitations moyennes annuelles à la station de Ghazaouet.....	72
III.12.5.1 Précipitation moyenne saisonnière (1971-2010).....	72
III.12.5.2 Précipitation moyenne mensuelle (1971-2010).....	73
III.13 Analyse statistique des précipitations.....	75
III.13.1 Précipitations moyennes annuelles.....	75
III.13.2 : Les précipitations maximales journalières .....	77
III.13.3 Choix de la loi d'ajustement .....	78
III.13.3.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL .....	78
III.13.4 Pluies de courte durée du bassin versant d'oued Tlata.....	80
III.14 Etude des apports au niveau d'oued Tlata.....	83
III.14.1 : Apports liquides.....	83
III.14.1.1 : Apport moyen interannuel ( $A_{moy}$ ) .....	83
A- Formule de DERY.....	83
B- Formule de MEDINGUER .....	83
C- Formule de COUTAGNE .....	83
D- Formule de SAMIE .....	83
III.14.2 : caractéristiques de l'écoulement .....	84
A- Module de l'écoulement (Me).....	84

B- Module de l'écoulement relatif ou spécifique ( $M_0$ ).....	84
C- Lambe d'eau écoulée.....	84
D-Coefficient de l'écoulement .....	85
E-Coefficient de variation .....	85
III.14.3 Evaluation des apports solides.....	85
III.15 Etude des débits.....	86
III.15.1 Débits moyens annuels mesurés à la station d'oued Tlata .....	86
III.15.2 :Analyse statistique des débits moyens annuels à la station de Ghazaouet .....	87
III.15.2.1 : Ajustement à la loi Log Normale.....	87
III.15.3 Corrélation entre les précipitations moyennes annuelles et les débits moyens annuels	
III.16 Débit maximal annuel de l'Oued Tlata (1980-1981 à 2009-2010).....	91
III.16.1 Ajustement de la loi de Gumbel aux crues .....	91
III.16.2 Détermination des Débits fréquentiels de crue .....	94
III.16.3 Intervalle de Confiance.....	95
III.16.4 Hydrogrammes des crues .....	96
III.17 Conclusion.....	98

## Chapitre IV : Aménagement du Bassin Versant

IV.1 Introduction.....	99
IV.2 Méthodes de l'aménagement hydraulique proposé pour la protection de la ville de Ghazaouet contre les inondations.....	99
IV.2.1 Types d'aménagements Hydrauliques proposés au niveau de l'Oued Tlata et oued Taima .....	99
IV.2.2 Types d'aménagements Hydrauliques proposés au niveau de l'Oued Marsa.....	100
IV.3 Aménagement au niveau de l'oued Tlata .....	100
IV.3.1 Principes de fonctionnement du barrage écrêteur.....	100
IV.3.2 Objectif du barrage écrêteur .....	101
IV.4 Justification de l'emplacement de la digue.....	101
IV.4.1 Variante 01.....	101
IV.4.2 Variante 02 .....	102
IV.4.3 Conclusion .....	104
IV.5 Dimensionnement hydraulique d'un barrage écrêteur de crues.....	104
IV.5.1 Dimensionnement de la digue .....	104
IV.5.1.1 Situation Topographique de la digue .....	104
IV.5.1.2 La Courbe caractéristique de remplissage.....	104
IV.5.1.3- Envasement de la digue (volume mort).....	105

IV.5.1.4 Calcul de la régularisation.....	106
IV.6 Laminage des crues .....	107
IV.6.1 Présentation du Logiciel HEC-HMS Laminage de crues.....	107
IV.6.1.1 Interface du logiciel.....	108
IV.6.1.2 Caractéristique du Logiciel HEC-HMS.....	108
IV.6.1.3 Fonctionnement.....	108
A-Fenêtre Barrage.....	108
B-Fenêtre Hydrogramme.....	108
C-Fenêtre Résultat.....	108
IV.6.2 Simulation de HEC-HMS.....	110
IV.6.3 Etude des variantes .....	111
IV.6.4 : Hydrogramme d'entrée et de sortie du barrage de l'oued Tlata.....	113
IV.6.5 Conclusion :.....	114
IV.7 : Dimensionnement Hydrotechnique de la digue.....	114
IV.7.1 Cote des plus hautes eaux .....	114
IV.7.2 Cote de la crête de la digue.....	114
IV.7.3 La Revanche .....	114
IV.8 Justification de la digue.....	115
IV.8.1 Digue homogène avec écran vertical drainant en sable.....	115
IV.8.2 Digue en terre homogène compacte .....	115
IV.8.4 Hauteur de la digue .....	117
IV.8.5 Largeur en crête .....	117
IV.8.6 La base du barrage .....	117
IV.9 Le pertuis de fond.....	118
IV.9.1 Détermination les caractéristiques du pertuis et du canal sous remblai d'un barrage écreteur .....	118
IV.9.1.1 Détermination de la section du pertuis .....	119
IV.10 Aménagement complémentaires au niveau de l'oued Tlata et l'oued Ghazouana.....	121
IV.10.1 Protection des berges contre l'inondation .....	121
IV.10.2 Changement de morphologie de la rivière .....	123
IV.10.3 Gabionnage .....	124
IV.10.4 Banquettes.....	125
IV.10.5 Correction torrentielle.....	126
A- Cas des petites ravines.....	126

B-Correction par fixation biologique.....	126
C-Correction par des diguettes en pierres sèches .....	126
D-Correction par des seuils en maçonnerie.....	127
IV.11 Quelques règles supplémentaires proposées pour l'aménagement du bassin versant de l'oued Tlata .....	127
IV.12 Etude hydraulique.....	128
IV.12.1 L'objectif de l'étude Hydraulique .....	128
IV.12.2 Problématique.....	128
IV.12.3 Présentation de HEC-RAS .....	129
IV.12.4 Création de la rivière .....	130
IV.12.5 Calcul de lignes d'eau HEC-RAS.....	130
IV.12.6 Fonctionnement.....	130
IV.12.7 Géométrie du cours d'eau simulé.....	130
IV.13 Présentation de l'oued Ghazouana :.....	132
IV.13.1 Géométrie de l'oued.....	133
IV.14 Principaux éléments topographiques pour HEC-RAS .....	134
IV.14.1 Calage et validation.....	134
IV.14.2 Etude de Variation des débits dans l'oued Ghazouana.....	137
IV.14.3 Simulation et résultats.....	137
IV.14.3.1 Apport de la modélisation pour le diagnostic du risque.....	137
IV.14.4 Etude des variantes.....	140
IV.14.4.1 Variante 01 : Débit sans aménagement $Q = 337.54 \text{ (m}^3/\text{s)}$ .....	140
IV.14.4.2 Variante 02 : Débit qui passe par l'évacuateur de crue (Débit laminé) .....	142
IV.14.4.3 Variante 03 : Débit qui passe par l'évacuateur de crue et la galerie .....	143
IV.15 Cartographie et l'Alea inondation.....	144
IV.16 Conclusion .....	146
Conclusion Générale.....	147
Références Bibliographiques	



# Liste des Photos

## Chapitre I : Risques des Inondation.

Photo I.1 : Photographie aérienne de Koeking (Moselle, France.....	03
Photo I.2 : Inondation de Bâb El Oued (Alger) - novembre 2001.....	04
Photo I.3 : Une route transformée en torrent Octobre 2008.....	04
Photo I.4 : L'Oued M'Zab en cru Octobre 2008 .....	05
Photo I.5 : La proximité de la zone industrielle de Skikda .....	05

## Chapitre II : Procédés de protection des agglomérations contre les inondations

Photo II.1 : le jet des remblais dans les cours d'eau aboutit à des inondations liées aux embâcles....	31
Photo II.2 : Enrochement à Thuir (la trencade - France).....	32
Photo II.3 : Canal de dérivation au Sud de la ville de Sidi Bel Abbés.....	37
Photo II.4 : Digue enrochée.....	40

## Chapitre IV : Aménagement du Bassin Versant

Photo IV.1 : Schéma d'aménagement de la protection de la ville de Ghazaouet Contre les inondations.....	100
Photo IV.2. Schéma de fonctionnement d'un barrage écrêteur de crue.....	102
Photo IV.3 : Vue générale sur le site N° 01. ....	103
Photo IV.4 : Vue générale sur le site N° 02.....	122
Photo IV.5 : Représente l'implantation du la digue.....	116
Photo IV.6: Entrée du collecteur enterré en amont immédiat de la zone à habitat dense.....	120
Photo IV.7 : Sortie du pertuis du barrage écrêteur de crue – vue depuis l'aval.....	120
Photo. IV.8 : Protection des berges classique contre l'inondation.....	122
Photo IV.9 : Une vue de versants aménagés par des protections des berges oued Taima.....	123
Photo IV.10 : Exemple de murettes oued Tafna.....	123
Photo IV.11 : Exemple d'un Gabionnage oued Ghazouana.....	124
Photo IV.12 : Plantations fruitières et forestières sur banquettes Oued Tlata.....	125
Photo IV.13 : Traitements des ravines par un mur en gabions.....	127
Photo IV.14 : Situation géographique de l'oued de Ghazouana.....	132
Photo IV.15 : Vue en plan de l'oued Ghazouana.....	134



# **Liste des Figures**

## **Chapitre I : Risques des Inondation.**

Figure I.1 : Représentation schématique des lits mineur, moyen et majeur en plaine alluviale.....	06
Figure I.2 : Risque d'inondation.....	07
Figure I.3 : Risque d'inondation.....	07
Figure I.4 : Orthogonalité de la vulnérabilité .....	10
Figure I.5 : Les trois modes de gestion du risque d'inondation.....	12
Figure I.6 : Dissociation spatial des unités décisionnelles (exploitation) et des unités de fonctionnement hydrologique (bassin versant). ....	13
Figure I.7: Les courbes IDF (intensité-durée-fréquence).....	16
Figure I.8 : Représente les valeurs de facteur (K).....	18
Figure I.9 : Hydrogramme de crue.....	21
Figure I.10 : Laminage de crue dans une retenue.....	24
Figure I.11: Méthode de l'addition des hydrographes.....	25
Figure I.12: La transformation de la pluie en Hydrogramme de crue.....	27
Figure I.13 : Estimation du volume de stockage.....	29

## **Chapitre II : Procédés de protection des agglomérations contre les inondations**

Figure II.1 : Technique de banquettes.....	33
Figure II.2: Correction torrentielle.....	35
Figure II.3 : Schéma de fonctionnement de barrage écrêteur.....	36
Figure II.4 : Fonctionnement d'ouvrage de stockage en dérivation.....	37
Figure II.5 : Positionnement de la digue par rapport aux cours d'eau.....	38
Figure II.6 : Schéma de digue.....	38
Figure II.7 : Vallée endiguée.....	39
Figure II.1 : Représentation d'un cours d'eau par un modèle monodimensionnel.....	43
Figure II.2: Variables hydrauliques intervenant dans les équations de Saint-Venant 1D a) profil en travers, b) profil en long. ....	45

### Chapitre III : Etude Hydrologique du Bassin Versant

Figure III.1 : Situation géographique de la commune de Ghazaouet.....	49
Figure. III.2 Extrait de la carte géologique.....	51
Figure III.3; Température minimale et maximale de la région de Ghazaouet.....	52
Figure III.4: Carte en isohyète de la région de Tlemcen (1970/98).....	53
Figure III.5 : Carte d'occupation du sol.....	54
Figure III.6: Les principaux Bassins versants de deux Oueds (Oued Tlata et Oued Taima).....	64
Figure III.7 : Rectangle équivalent des B.V des oueds Tlata et Taima.....	65
Figure III.8: réseau hydrographique des bassins versants des oueds Tlata et Taima.....	66
Figure III.9 : Répartition altimétrique des B.V des oueds Tlata et Taima.....	66
Figure III.10 : Courbe Hypsométrique de l'Oued Tlata.....	68
Figure III.11 : Courbe Hypsométrique de l'Oued Taima.....	68
Figure III.12 : Test du double cumul entre la station de Ghazaouet et la station de Nedroma.....	72
Figure : III.13 : Précipitation moyenne annuelle à la station de Ghazaouet .....	73
Figure : III.14 Variations saisonnières des précipitations à la station de Ghazaouet .....	74
Figure : III.15 Précipitation moyenne mensuelle interannuelles à la station de Ghazaouet.....	74
Figure III.16 : Ajustement d'une loi- Normal aux pluies annuelles la Station de Ghazaouet.....	75
Figure III.17: Ajustement d'une loi-Gumbel aux pluies journalières maximales observées à la station de Ghazaouet.....	79
Figure.III.18 : Courbes des pluies de courte durée fréquentielle.....	82
Figure III.19 : Courbes intensité durée fréquence (IDF).....	82
Figure III.20: Variations des débits moyens annuels du bassin versant de l'oued Tlata.....	88
Figure III.23 : Ajustement des débits maximums annuels observés à la station d'oued Tlata.....	89
Figure III.21 : Relation entre les précipitations et les débits moyens annuels à la station d'oued Tlata.....	91
Figure III.22 : Ajustement des débits maximums annuels observés à la station d'oued Tlata.....	94
Figure III.23: Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour .....	98

## Chapitre IV : Aménagement du Bassin Versant

Figure IV.1 : Présente Ouvrage de protection contre les crues.....	99
Figure IV.2. Schéma de fonctionnement d'un barrage écrêteur de crue.....	101
Figure IV.3 : Représente la coupe transversale du site 01.....	102
Figure IV.4 : Représente la coupe transversale du site 02.....	104
Figure IV.5: Courbe caractéristique de remplissage $V= f(h) - S=f(h)$ .....	105
Figure IV.6: Interface du logiciel HEC-HMS.....	107
Figure IV.7: Laminage d'une crue dans un bassin de rétention avec HEC-HMS.....	109
Figure IV.8 : Fenêtre de saisie des données des courbes de remplissages.....	108
Figure IV.9 : Fenêtre de saisie des données pour le déversoir.....	110
Figure IV.10: Fenêtre de saisie des données pour le pertuis.....	110
Figure IV.11 : Hydrogramme d'entrée et de sortie du barrage de l'oued Tlata.....	113
Figure IV.12: Fonctionnement d'un barrage écrêteur.....	118
Figure IV.13 : coupe schématique d'un barrage écrêteur de crues.....	121
Figure IV.14 : Eléments constitutif d'un revêtement en enrochement classique.....	124
Figure IV.15: Exemple de changement de morphologie d'une rivière.....	124
Figure IV.16 : Des coupes transversales de Rideaux et de banquettes.....	125
Figure IV.17: définition d'une section de cours d'eau dans HEC-RAS.....	131
Figure IV.18 : Vue en plans du tracé des profiles dans HEC – Ras.....	135
Figure IV.19 : Extrait de l'ossature du modèle hydraulique.....	135
Figure IV.20: Fenêtre des données géométriques.....	136
Figure IV.21 : Profil en long de l'oued Ghazouana .....	136
Figure IV.22 : Zones inondées après extrapolations de HEC- RAS pour $Q= 337.54 (m^3/s)$ .....	141
FigureIV.23 : Zones inondées après extrapolations de HEC- RAS pour $Q= 180 (m^3/s)$ .....	142
Figure IV.24 : Zones inondées après extrapolations de HEC- RAS pour $Q= 81 (m^3/s)$ .....	143
Figure IV.25 : Localisation des zones inondées de la ville de Ghazaouet .....	144
Figure IV.26 : Localisation des zones inondées de la ville de Ghazaouet après l'aménagement pour un débit laminaire de $180 (m^3/s)$ .....	145
Figure IV.27: Localisation des zones inondées de la ville de Ghazaouet après l'aménagement pour un débit de $81 (m^3/s)$ .....	145

# Liste des Tableaux

## Chapitre I : Risques des Inondation.

Tableau I.1 : Typologie des dommages.....	11
Tableau I.2: Le coefficient de ruissellement moyen selon le type d'habitation.....	15
Tableau I.3 : Valeurs de coefficient $\gamma$ .....	21

## Chapitre II : Procédés de protection des agglomérations contre les inondations

Tableau .4.1 : Banquette en fonction de pente et type de culture.....	34
---	----

## Chapitre III : Etude Hydrologique du Bassin Versant

Tableau III.1 : Températures moyennes mensuelles et annuelles à la station de Ghazaouet.....	52
Tableau III.3 : Valeurs de vent.....	52
Tableau III.4 : sources d'alimentation en eau potable de la ville de Ghazaouet .....	54
Tableau III.5 récapitulatif des travaux.....	56
Tableau III.6 : Classification du relief selon $I_g$ par l'ORSTOM.....	59
Tableau III.7: Valeurs du coefficient de ruissellement .....	63
Tableau III.8 : Représentations les paramétrés de forme de deux bassins versants.	64
Tableau III.9. : Répartition du bassin versant d'oued Tlata en tranches d'altitud.....	67
Tableau. III.10 : Répartition du bassin versant d'oued Taima en tranches d'altitudes.....	67
Tableau III.11 : Caractéristiques physiques des deux bassins versants Tlata et Taima.....	69
Tableau III.12 : Présentation de station pluviôse.....	70
Tableau : III.13 : Précipitation moyenne annuelle des stations de Ghazaouet et Nedroma.....	70
Tableau III.14 : Bassin versant de la ville de Ghazaouet (1973/74 – 2008/09).....	71
Tableau : III.15 : Précipitations saisonnières à Ghazaouet.....	73
Tableau III.16: Paramètres statistiques de la série pluviométrique à la station de Ghazaouet..	75
Tableau III.17: Résultats d'adéquation de la loi normale par le Test de $\chi^2$ .....	76
Tableau III.18: Pluies annuelles fréquentielles à la station de Ghazaouet.....	76
Tableau III.19: Pluies maximales journalière observées à la station de Ghazaouet.....	77
Tableau.III.20 : Caractéristiques de la série.....	77
Tableau III.21 : Résultats d'adéquation de la loi Gumbel par le Test de $\chi^2$ .....	79

Tableau III.22: Pluies maximales de 24 heures et pluies de durée de temps de concentration ainsi que les intensités maximales correspondantes.....	81
Tableau III.23 : apports moyens interannuels.....	84
Tableau III.24 : Les caractéristiques d'écoulement.....	85
Tableau III.25 : les apports solides.....	86
Tableau III.26 : Débits moyens annuels à la station de l'oued Tlata.....	87
Tableau III.27 : Paramètres statistiques de la série et la droite d'ajustement.....	88
Tableau III.28 : Résultats d'adéquation de la loi normale par le Test de $\chi^2$ .....	90
Tableau III.29: Débits moyens annuels+ fréquents à la station de Ghazaouet.....	90
Tableau 6.30: Paramètre de l'ajustement à une loi de Gumbel des Débits maxima Annuels du B.V de l'Oued Tlata.....	93
Tableau 6.31 : Paramètres statistiques de la série et les droites d'ajustement obtenu par la loi de Gumbel.....	94
Tableau 6.32: Débits annuels maximums fréquents à la station de Ghazaouet.....	95
Tableau 6.33: Représente l'intervalle de confiance.....	96
Tableau 6.34: valeurs des crues de différentes périodes de retour pour le bassin versant de l'oued Tlata.....	97

#### Chapitre IV : Aménagement du Bassin Versant

Tableau IV.1 : Représente les courbes Hauteurs-Surfaces-Capacités.....	105
Tableau IV.2 : Récapitulatif des résultats.....	106
Tableau IV.3 : Résultats de la simulation pour chaque élément du barrage.....	111
Tableau IV.4 : Représente l'Hydrogramme d'entrée et de sortie du barrage.....	113
Tableau IV.5 : Différentes valeurs de $B_c$ .....	117
Tableau IV.6 : Caractéristiques du pertuis après la simulation de logiciel HEC-HMS.....	119
Tableau IV.7 : Caractéristique Morphométrique de l'oued Ghazouana.....	133
Tableau IV.8 : débits injectés dans le modèle.....	137
Tableau IV.9: Représente les zones inondées correspondant à chaque débit obtenu.....	139
Tableau IV.10 : présente les valeurs obtenues de la crue centennale avant l'aménagement pour un débit $Q= 337.54 (m^3/s)$ .....	140
Tableau IV.11 : présente les valeurs obtenues de la crue après l'aménagement.....	142
Tableau IV.12 : présente les valeurs obtenues de la crue après l'aménagement.....	143

# Introduction Générale

Depuis toujours, l'homme a préféré s'installer dans des régions à relief plat et aux environs des points d'eau lui assurant la disponibilité en grandes quantités de cette ressource qui lui permet de réaliser ces activités habituelles (agriculture, industrie...). Alors, des cités entières se sont développées au fur et mesure à proximité des cours d'eau qui, en recevant des débits importants, font apparaître des difficultés d'évacuation, et les eaux envahissent momentanément ces zones causant ainsi, des dégâts considérables à l'homme et à ces biens.

Les crues des rivières sont des phénomènes naturels que l'Homme ne peut contrôler.

Partout dans le monde, la montée des eaux des rivières a lieu de façon récurrente avec une ampleur plus ou moins importante. Au cours des derniers siècles, l'Homme a naturellement peuplé les lits majeurs des rivières pour pouvoir utiliser toutes les richesses de celles-ci. Mais les crues peuvent engendrer des inondations qui causent chaque année des dégâts matériels et humains considérables du fait de la présence de plus en plus importante d'activités humaines au bord des rivières.

L'Algérie, de sa part, est confrontée aux phénomènes de crues et d'inondations qui sont plus fréquents que les séismes. Ces phénomènes provoquent des catastrophes plus destructrices et occasionnent d'importants dégâts humains et matériels. Les exemples de Bab El Oued – Alger en 2001, de Sidi Bel Abbes en 2006, de Ghardaïa en 2008 et El Bayadh en 2001.

En attendant, les analyses faites à propos des crues et des inondations dans notre pays mettent en évidence leur violence et leur spontanéité ainsi que leur survenance brutale après une période de sécheresse.

L'inondation ne peut être, dans le cas de la ville de Ghazaouet, qu'aléatoire ou accidentelle lors d'une crue produite par des pluies exceptionnelles ou par la rupture et/ou défaillance, voir même inexistence d'ouvrage de protection ; car elle se produit lorsque de l'eau en excès ne peut être évacuée par les voies naturelles (lits mineurs des cours d'eau) ou artificielles prévues à cet effet (drains et réseaux d'évacuation des eaux pluviales).

Notre présente étude a pour objet la protection de la ville de Ghazaouet contre les inondations pouvant provenir des crues drainées par les oueds dominants. En effet Ghazaouet a connu plusieurs inondations durant le siècle d'importation.

Aussi, notre étude s'articulera en trois parties principales :

- **Première partie** : présente une synthèse de la gestion de risque d'inondations en distinguant les différentes composantes du risque et en citant plusieurs techniques de réduction du risque des inondations.

- **deuxième partie** : Etude hydrologique qui portera sur les deux bassins versants des oueds Tlata et Taima principaux affluents de l'oued Ghazouana qui traverse la ville de Ghazaouet. Cette étude qui, sera basée sur le traitement statistique des données hydrométriques, mettra en relief les aspects fondamentaux de l'écoulement et l'évaluation des débits et des volumes de crues.
- **Troisième partie** : Dans la troisième et dernière partie de ce travail, des modélisations hydrauliques sont effectuées avec, tout d'abord, des simulations de débits non débordants afin de modéliser les paramètres Hydrauliques. Ensuite, des simulations d'écoulements débordants sont réalisées pour tester les capacités et les limites du modèle hydraulique unidimensionnel HEC-RAS mais aussi pour enfin analyser la sensibilité de ce modèle à la qualité de l'information topographique. L'aspect topographique est primordial dans les études hydrauliques et constitue la principale source d'incertitudes et d'erreurs lors de ces modélisations et ceci quelque soit la dimension des équations qui les gouvernent. La synthèse de risque permet la comparaison de différents résultats et de choisir les aménagements qui répondent le mieux aux objectifs de gestion intégrée de risque. L'élaboration de la cartographie (Arc-Gis) des zones inondables par la délimitation des zones inondables constituant la plaine alluviale de la ville de Ghazaouet, permettra l'identification des points de débordement de l'oued Ghazouana, les axes d'écoulements privilégiés, et la définition des limites des zones inondables en fonction de leur niveau d'inondabilité.

Ces principaux thèmes traités dans cette étude auront pour aboutissement l'élaboration de la carte des zones inondables de la plaine de la ville de Ghazaouet, que nous considérons comme une première ébauche visant à développer une stratégie réaliste en terme d'aménagement du territoire et d'occupation des sols à l'échelle de la plaine de la ville de Ghazaouet qui est touchée d'une manière très particulière par des effets dévastateurs des crues cycliques de l'oued Ghazouana.



## I. Du risque inondation à l'analyse de l'aléa

Ce premier chapitre a deux objectifs principaux :

- Une analyse bibliographique centrée d'abord sur la génération des inondations puis sur leurs conséquences sur les zones urbaines
- Etudes des paramètres hydrologiques qui sont liée aux inondations.

### I.1 Les inondations : ampleur, définitions et notion de risque

#### I.1.1 Les inondations dans le monde

Dans le monde, les inondations sont au rang de premier risque naturel et représentent en France plus de la moitié des risques naturels avec des enjeux humains. Une commune française sur trois est concernée par les inondations (dont 300 grandes agglomérations). Pour 160 000 km de cours d'eau, une surface de 22 000 km<sup>2</sup> est reconnue particulièrement inondable : deux millions de riverains sont concernés. Les dégâts causés par les inondations représentent environ 80 % du coût des dommages imputables aux risques naturels, soit en moyenne 600 M€ - coût annuel calculé sur la période 1980-2000. Pour illustrer l'importance et les enjeux du phénomène d'inondation en France, la Figure I.1 présente une photographie aérienne de Koeking pendant la crue de la Moselle en 1983. Cette ampleur est à l'origine des efforts mis en œuvre actuellement pour étudier et comprendre ce phénomène. (LEDOUX 2006)



Photo I.1 : Photographie aérienne de Koeking (Moselle, France). (HOSTACH R -2006)

Entre 1994 et 2004, les catastrophes naturelles ont touchées 2,5 milliards de personnes et ont causé le décès de 478 100 personnes, et des pertes économiques estimées à 690 milliards de dollars. Parmi ces catastrophes, les inondations demeurent l'une des catastrophes naturelles les plus dévastatrices, touchant plusieurs pays à travers le monde : (BOULGHOBRA 2006)

- 17 février 1962 (Hambourg - Allemagne) : 300 décès.
- 17 août 1995 (Marrakech - Maroc) : 150 décès.
- Septembre 2004 (Haïti) : 1 300 décès, 1 100 disparus et 3 000 blessés.
- 26 décembre 2004 (Malaisie, Thaïlande, Sri Lanka et Inde) : 290 000 décès et 30 000 disparus.

- Juillet 2005 (Maharashtra – Inde) : inondations et glissements de terrains, 969 décès. (944,2 mm de pluies tombées le 24 juillet 2005).
- Août 2005 (Europe) : 70 décès.

### **I.1.2 Les inondations en Algérie :**

L'Algérie, similairement aux autres pays du monde, avait connu des inondations dont celles-ci paraissent à notre avis plus meurtrières et dévastatrices de celles survenues dans les pays du bassin méditerranéen. Au cours de la décennie écoulée, nous avons pu avoir les données de quelques inondations parmi lesquelles: (BOULGHOBRA.2007)

- 05-06 octobre 2011 (Oued Ferrane et Hai El Fidayine El Bayadh) 10 décès et des dizaines de disparus au cours de 3 jours d'inondations.
- 28 Mai 2006 (Boukhanéfis Sidi Bel Abbes) (Photo I.5)
- 10-11 novembre 2001 (Bab El Oued – Alger) : pluies diluviennes, 733 victimes, 30 000 sans abris et importants dégâts matériels. (Photo I.2)
- 22 octobre 2000 (Ouest algérien) : plus de 24 décès.
- Octobre 1994 (plusieurs régions du pays) : 60 décès et des dizaines de disparus au cours de dix jours d'inondations.
- 20 octobre 1993 (Ouest algérien) : 22 décès et 14 blessés à Oued Rhiou.



Photo I.2 : Inondation de Bâb El Oued (Alger) - novembre 2001. (BOULGHOBRA - 2006)



Photo I.3 : Une route transformée en torrent Ville de Ghardaia Octobre 2008  
(CTH Tlemcen -2008)

Identiquement à d'autres villes côtières de l'Algérie nord orientale, et en raison de sa situation bordière des oueds Saf-Saf et Zeramna, la ville de Skikda - sise en extrême aval du bassin versant du Saf-Saf au voisinage de son embouchure, a été marquée par de nombreuses inondations causant de sérieux dégâts humains et matériels, et touchant les milieux urbains ainsi que ruraux :

- Crue du 4 février 1984 : du 30 janvier 1983 au 4 février 1984, le bassin du Saf-Saf a reçu 190,5 mm de pluies, cette abondance pluviométrique a donné naissance à un débit de pointe de l'ordre de 745,1 m<sup>3</sup>/s, étant le plus important durant toute la période 1974 – 1998. (Photo I.4)



Photo I.4 : La proximité de la zone industrielle de Skikda vis-à-vis d'oued Saf-Saf la met en perpétuelle exposition aux risques de submersion. (BOULGHOBRA - 2006)



Photos I.5: Inondation route au sud de la ville de Sidi Bel Abbès du 28 Mai 2006 (HALLOUCHE- 2007)

## **I.2 Définition et genèse du phénomène d'inondation**

L'inondation est une submersion, rapide ou lente, d'une zone habituellement hors d'eau. 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, les inondations estuariennes résultant de la conjonction de fortes marées, de situations dépressionnaires et de la crue des fleuves.

Les inondations au sens de débordements de cours d'eau en plaine alluviale seront étudiées. Par conséquent, dans la suite, le terme inondation désignera les débordements de cours d'eau en plaine alluviale.

L'élément majeur à l'origine d'une inondation de plaine est la chute de précipitations importantes sur le bassin versant.

De façon schématique, au cours de fortes précipitations, une partie de l'eau s'infiltré dans le sol, le reste ruisselle sur les versants et est ainsi acheminé vers les cours d'eau. Lorsqu'une quantité d'eau très importante parvient au cours d'eau celui-ci déborde de son lit « habituel » (ou lit mineur) et donne ainsi naissance au phénomène d'inondation.

### I.3 La plaine alluviale

Le terme « plaine alluviale » désigne usuellement les zones de fond de vallée, à faible dénivelé, constituées par des alluvions déposées lors des crues du cours d'eau. En termes d'écoulement, la plaine alluviale est souvent décomposée en trois zones : le lit mineur, le lit moyen et le lit majeur de la rivière (Figure I.1). Le lit mineur correspond à la zone d'écoulement du cours d'eau hors débordement. Le lit moyen correspond à la zone d'écoulement pour des crues d'occurrences relativement faibles. Le lit majeur contient toutes les zones de la plaine dans lesquelles le cours d'eau est susceptible de s'écouler et de déborder. (DAMIEN-2003)

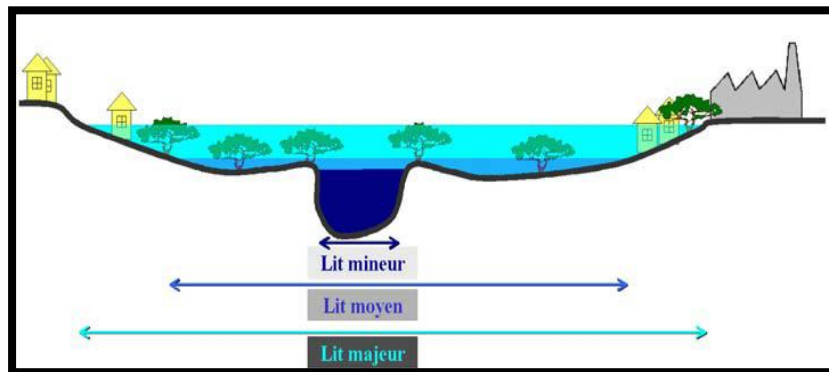


Figure I.1 : Représentation schématique des lits mineur, moyen et majeur en plaine alluviale. (HOSTACH.-2006)

### I.4 Contexte des inondations de la gestion des risques

La notion de risque est communément définie comme la combinaison de deux composantes qui sont l'aléa et la vulnérabilité.

**« Il n'y a pas de risque sans aléa naturel, il n'y en a pas sans élément vulnérable exposé ».**

Chez les spécialistes de l'étude des risques, il est désormais courant de définir le risque comme résultante du croisement entre aléa et vulnérabilité. Pour le risque d'inondation l'aléa représente le phénomène naturel aléatoire traduit par le débordement du cours d'eau et l'extension de l'eau dans le champ d'inondation. La vulnérabilité transcrit quant à elle la sensibilité de l'occupation du sol et de la société au phénomène d'inondation. Elle comprend intrinsèquement une notion d'acceptabilité, au sens socio-économique, des dommages potentiels encourus. (ESTUPINA. 2004)

La caractérisation du risque est une problématique délicate. Pour aboutir à une quantification objective du risque, la méthode Inondabilité vise à mesurer dans la même unité et à comparer les deux facteurs indépendants que sont l'aléa et la vulnérabilité. Sa mise en œuvre sur un bassin

versant consiste en une modélisation hydrologique (Débit-durée-Fréquence), couplée à une modélisation hydraulique et de l'occupation du sol pour aboutir à une représentation cartographique du risque. Par ailleurs, la quantification du risque est estimée à l'aide d'une différence (Risque =  $\Delta$  (aléa, vulnérabilité)) contrairement aux approches traditionnelles qui privilégient souvent un produit :

(Risque = Coût  $\times$  probabilité), permettant ainsi la définition d'un risque acceptable ( $\Delta$  négatif).

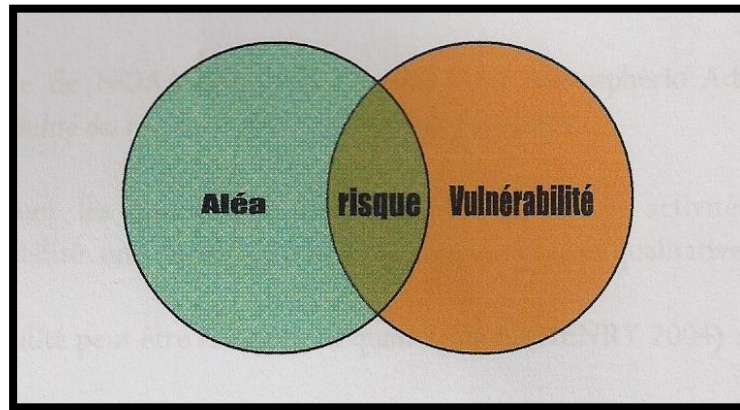


Figure I.2 : Risque d'inondation (BOUBCHIR 2007)

Une augmentation du risque d'inondation dans une plaine alluviale peut être due à un accroissement des enjeux ou une augmentation de l'aléa. Par exemple, l'urbanisation est fréquemment responsable d'une croissance du risque pour deux raisons :

- La construction d'habitations en plaine alluviale accroît les enjeux.
- L'implantation de bâtiments, parkings, de routes... imperméabilise une partie du bassin versant et entraîne un accroissement du ruissellement, une augmentation du débit de pointe et une réduction du temps de concentration dont il résulte une augmentation de l'aléa et une réduction du temps disponible pour faire face (Figure I.3).

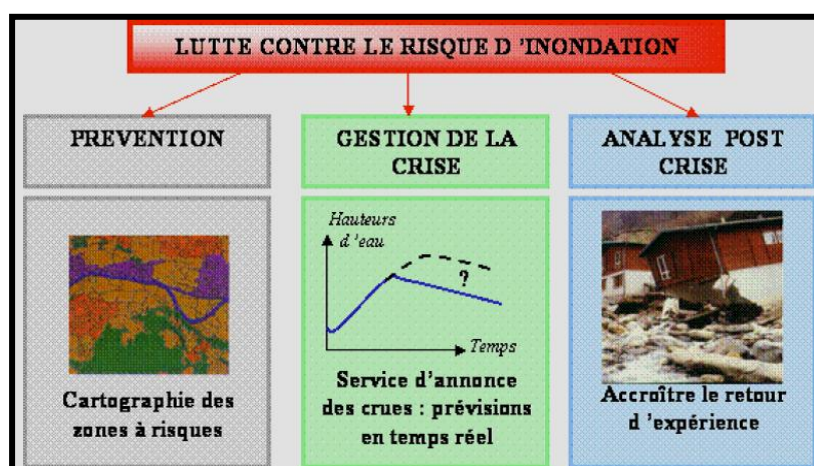


Figure I.3 : Risque d'inondation (ESTUPINA-2004)

Il n'est pas envisageable, pour une société, de se protéger pour tous les niveaux de risque. Elle doit donc définir un niveau de risque acceptable où les événements naturels extrême et leurs conséquences devront être tolérés le risque zéro n'existe pas. Cette notion de risque dit naturel est quelque peu trompeuse puisqu'elle englobe une importante composante humaine.

Cette définition du risque d'inondation englobe uniquement les impacts négatifs de la crue sans prendre en compte les nombreux effets bénéfiques qu'elles génèrent pour une énumération partielle de ces effets.

## I.5 Evaluation du risque d'inondation :

L'évaluation du risque d'inondation passe par la caractérisation séparée de l'aléa et de la vulnérabilité que l'on croise par la suite.

### I.5.1- L'aléa

L'aléa est un phénomène physique, naturel et non maîtrisable, d'occurrence et d'intensités données. Il peut être caractérisé suivant deux composantes, l'une fréquentielle (occurrence), l'autre spatio-temporelle (intensité).

#### A- Composante fréquentielle de l'aléa

La composante fréquentielle de l'aléa exprime la probabilité d'exposition d'un lieu à une crue d'occurrence donnée. L'occurrence d'une crue est la plupart du temps caractérisée d'un point de vue statistique par un temps de retour T.

Le temps de retour est défini comme l'inverse mathématique de la probabilité F qu'a une crue d'amplitude donnée de se produire une année donnée :

$$T = \frac{1}{F} \dots \dots \dots (1.1)$$

T : Période de retour en (ans)

F : La fréquence

Une attention particulière doit être accordée à considérer le temps de retour d'une crue d'un point de vue statistique. En effet, un temps de retour d'une crue de 100 ans ne signifie pas que cette crue se produit tous les 100 ans, mais que celle-ci a une probabilité de 1% de se produire une année donnée. (DEFRANCE–2009)

#### B- Composante spatio-temporelle de l'aléa

La composante spatio-temporelle de l'aléa décrit l'intensité du phénomène. D'un point de vue spatial l'aléa peut en particulier être caractérisé par les surfaces inondées, les hauteurs d'eau, les durées de submersion, les vitesses et les débits dans la plaine. Un descripteur courant de l'intensité de l'aléa est le débit de pointe. Celui-ci correspond au débit maximal instantané transitant dans la plaine à l'apogée de la crue. Il est variable selon la position dans la plaine d'inondation, ce qui induit une composante spatiale forte de l'aléa. Par ailleurs, pour caractériser l'aléa, le temps de concentration est fréquemment utilisé. il est défini théoriquement pour un bassin versant comme le temps nécessaire à une goutte d'eau tombée au point du bassin le plus éloigné de l'exutoire pour y parvenir. il est en particulier fonction de la capacité d'infiltration de l'eau dans les sols, et par conséquent de l'occupation du sol et des caractéristiques morphologiques et climatiques du bassin versant. En général, pour des bassins versants de mêmes caractéristiques morphologiques et climatiques, un temps de concentration plus court est associé à un débit de pointe plus élevé. (DEFRANCE–2009)

Selon leur intensité et leur occurrence, les degrés d'aléa peuvent être classés comme suit :

- **Aléa majeur** : aléa très exceptionnel, les risques de dommage sont extrêmement graves et immédiats. Les vies humaines sont directement menacées.
- **Aléa fort** : les risques de dommage y sont très redoutables. En général, il n'existe pas de mesures de protection efficaces et économiquement opportunes.
- **Aléa moyen** : zone concernée par des manifestations physiques encore très dommageables. En général, des mesures de protection sont possibles.
- **Aléa faible** : zone concernée par des manifestations très limitées toutefois, on n'y est pas à l'abri localement des conséquences de tout autre aléa, notamment en cas d'événement très exceptionnel.

### **I.5.2- La vulnérabilité**

La vulnérabilité exprime l'importance des dommages potentiellement subits par des enjeux soumis à un aléa d'intensité donnée. La notion d'enjeu intègre les personnes, les biens et les activités susceptibles d'être affectés par l'aléa.

Les conséquences de l'aléa sur des enjeux peuvent être bénéfiques (recharge de nappes phréatiques, alimentation des terres agricoles en limon...) ou néfastes (destruction d'habitats, mort de personnes, coupures de voies de communication...).

La notion de vulnérabilité concerne les conséquences néfastes, c'est à dire les dommages. Ces derniers peuvent être de plusieurs natures:

- pertes en vies humaines et effets sur la santé des personnes,
- dégâts matériels,
- impacts liés aux difficultés de fonctionnement, d'échange, et de communication (qualifiés d'impacts indirects).

Par exemple, une vulnérabilité maximale, pour un aléa d'intensité I, signifie la ruine de l'aménagement ou la mort des personnes concernées si une crue d'intensité supérieure ou égale à I se produit ce qui implique que la vulnérabilité est étroitement liée à l'intensité du phénomène.

L'évaluation des dommages occasionnés par une inondation est particulièrement complexe) car ils peuvent être directs ou indirects. Les impacts indirects sont les plus délicats à appréhender et chiffrer car ils dépendent de la sensibilité des secteurs touchés et sont parfois intangibles, c'est à dire qu'il n'existe pas d'unité de mesure, en particulier monétaire, permettant de les comparer et de les classer. Pour contourner ce problème, on suppose fréquemment que dommages indirects et tangibles directs sont proportionnels, de sorte que l'évaluation des dommages tangibles directs soit suffisante. (DAMIEN-2003)

### **I.5.3 Orthogonalité de la composante vulnérabilité du risque**

Un aspect de la vulnérabilité qu'il est important de connaître est l'orthogonalité ou de ses trois composantes principales. La vulnérabilité comporte trois composantes: écologique, humaine ou sociale, et économique. (Figure 1.4)

Pour les deux premières, la décision d'intervenir est d'ordre politique alors que pour la dernière la décision prend appui sur une argumentation mieux quantifiable,

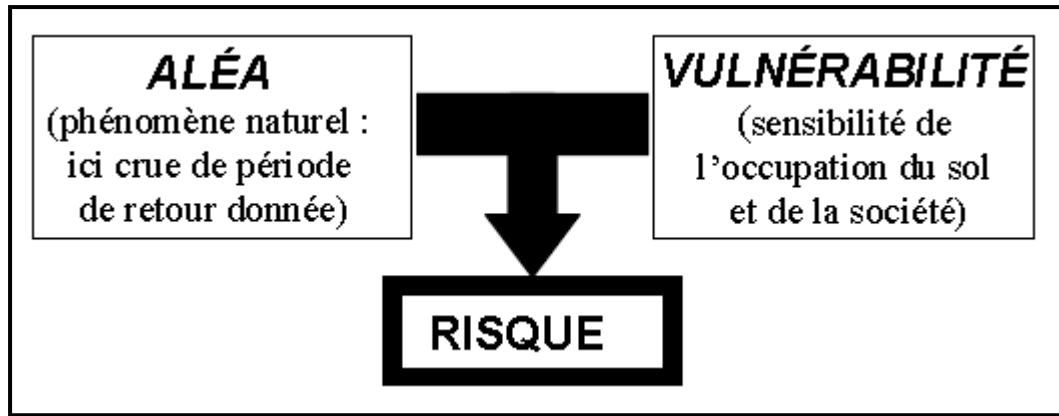


Figure I.4 : Orthogonalité de la vulnérabilité (DAMIEN-2003)

## I.6 Typologie des risques d'inondation

A l'exception de phénomènes rares de rupture de digue ou de barrage, l'inondation est toujours le résultat de précipitations internes. Selon la nature du processus aboutissant à l'inondation (origine, dynamique temporelle et spatiale) il est classique de distinguer trois grands types de risque d'inondation, qui dans la réalité, se trouvent souvent combinés. (DAMIEN-2003)

### I.6.1 Le risque d'origine pluvial :

Est le résultat d'un processus de ruissellement suite à des précipitations violentes sur des surfaces de faible taille. Il est généré par des phénomènes localisés dans l'espace (quelque km<sup>2</sup> à quelques dizaines de km<sup>2</sup> au maximum) et le temps (quelques heures). Si les zones exposées sont de faible extension, elles peuvent être malheureusement très peuplées.

De plus le temps de réaction à l'événement est faible. L'exemple type est l'inondation produite par dépassement de capacité des réseaux d'assainissement pluvial en milieu urbain. (Inondation de Bâb El oued – Photo I.2)

### I.6.2 Le risque fluvial

Est le résultat de débordement exceptionnel de cours d'eau en plaine, généralement caractérisé par des montées lentes des eaux et des vitesses d'écoulement modérées sur des surfaces de faible pente. Les zones exposées constituent généralement des secteurs de forte extension sur lesquels l'homme s'est implanté depuis longtemps. (Inondation de Sidi Bel Abbes – Photo I.5)

### I.6.3 Le risque torrentiel

Est le résultat de débordement exceptionnel de cours d'eau de montagne, généralement caractérisé par des montées rapides des eaux et des vitesses d'écoulement élevées sur des surfaces de fortes pentes. Les zones exposées sont souvent limitées mais la violence et la rapidité du phénomène le rend particulièrement dangereux.



## I.7 Typologie des dommages

Le Tableau I.1 présente deux formes de catégorisation des types de dommages. (LEDOUX – 2006)

**Tableau I.1 : Typologie des dommages**

Types de dommage	Définition
Dommages directs Souvent divisés en dommages: <ul style="list-style-type: none"> <li>• à la bâtisse</li> <li>• au contenu de la bâtisse</li> </ul>	Dommages aux structures, infrastructures et immeubles privés ou publics; certains sont facilement monnayables comme les infrastructures et les résidences alors que d'autres le sont beaucoup plus difficilement comme ceux des secteurs commerciaux ou industriels
Dommages indirects	Dommages généralement économiques résultant de l'inondation. Les exemples classiques sont la perte de roulement des commerces et industries ou encore les coûts des secours, des détournements routiers et ferroviaires, des délais et autres phénomènes causés par la crue.
Dommages secondaires	Dommages surtout économiques que subissent ceux qui ne sont pas directement inondés. Par exemple, les pertes d'approvisionnement ou d'achalandage par les commerces et industries.
Dommages d'incertitude	Dommages liés à l'incertitude des victimes quant au moment et à la probabilité de la prochaine inondation. Se calcule par le montant que les propriétaires seraient prêts à déboursier pour être délivrés du problème. La perception joue un rôle.

## I.8 Mesure de gestion du risque d'inondation :

L'ampleur du risque d'inondation en France et dans le monde nous éclaire sur les fortes motivations de tous les acteurs impliqués dans la mise au point de mesures de réduction de ce risque. Cependant n'oublions pas que le cours d'eau est le lieu de nombreux usages socio-économiques qu'il faut satisfaire. Ainsi, les mesures de gestion devront également prendre en compte les contraintes imposées par le maintien d'une richesse écologique et d'une ressource en eau suffisante (eau potable, activité de baignade, activité sportive aquatique). (DEFrance – 2009)

Une première typologie possible des modes de gestion du risque d'inondation découle directement de la dichotomie du risque en aléa et vulnérabilité. Elle conduit à différencier :

- Les mesures structurelles visant à modifier l'aléa par des mesures technique (construction d'un barrage, la rectification de la section d'un cours d'eau, édification de digues...).
- Les mesures non structurelles qui agissent sur la vulnérabilité en cherchant à réduire les dommages potentiels soit de façon pérenne hors contexte de crise (contrôle de l'occupation du sol et de son usage), soit en réaction directe à l'événement (prévision, annonce de crue, organisation des secours...).

Une deuxième typologie, qui semble plus intéressante, redistribue les précédentes mesures selon trois champs d'intervention (Figure 1.5) : Culture du risque (Volet communication), prédétermination et prévention du risque (Volet aménagement et réglementation), prévision et alerte (Volet gestion de crise). (BLIN – 2001)

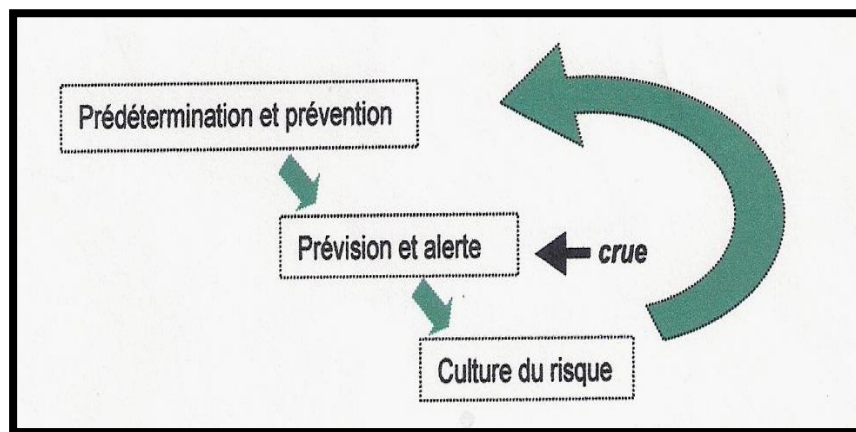


Figure I.5 : Les trois modes de gestion du risque d'inondation. (Damien-2003)

Une politique efficace de gestion du risque d'inondation utilise une combinaison, très tributaire du contexte local, de mesures appartenant à ces trois domaines d'intervention.

Les dommages non-physiques primaires correspondent grossièrement aux dommages indirects et secondaires du Tableau I.1 alors que les dommages non-physiques secondaires correspondent « à la valeur des pertes évaluées par les mesures de prévention mises sur pied en vue de limiter les dommages causés par la crue ». (LEDOUX – 2006 et OUFELLA – 2003)

### I.9. Interaction hydrologie-inondation

D'une façon très générale, l'hydrologie peut se définir comme l'étude du cycle de l'eau et l'estimation de ses différents flux. L'hydrologie au sens large regroupe :

- la climatologie, pour la partie aérienne du cycle de l'eau (précipitations, retour à l'atmosphère, transferts, *etc.*) ;
- l'hydrologie de surface au sens strict, pour les écoulements à la surface des continents ;
- l'hydrodynamique des milieux non saturés pour les échanges entre les eaux de surface et les eaux souterraines (infiltration, retour à l'atmosphère à partir des nappes, *etc.*) ;
- l'hydrodynamique souterraine pour les écoulements en milieux saturés.

L'hydrologie de surface est la science qui traite essentiellement des problèmes qualitatifs et quantitatifs des écoulements à la surface des continents. Ces problèmes se ramènent généralement à des prévisions (associer à une date une certaine grandeur) ou des

prédéterminations (associer à une grandeur une certaine probabilité) de débits ou de volume en un point ou sur une surface. (LABORDE – 2000)

### I.9.1 Objectif de l'étude hydrologique :

- Uniformiser et normaliser les procédures et les méthodes à employer pour déterminer les paramètres hydrologiques nécessaires pour la conception et la réalisation de retenues collinaires et petits barrages. Cet objectif est atteint à travers des procédures d'application facile, lesquelles permettent de simplifier les calculs avec un niveau de précision acceptable pour ce type d'ouvrages.
- Formuler des méthodologies de calculs propres pour les conditions du régime hydro climatique, en particulier à partir de l'analyse régionale des données hydrologiques, qui peuvent être extrapolées à des bassins non étudiés.

### I.9.2 Les processus hydrologiques :

Elle concerne l'analyse des processus de risque et des connexions hydrauliques de voisinage entre différentes zones du territoire. Ceci permet de comprendre l'activité de crue et sa logique de propagation dans le territoire et de déterminer les zones les plus exposées au risque.

Les processus physique de risque sont continus tout au long du bassin versant avec un transfert de risque entre les parcelles des différentes exploitations (Figure 1.6). A partir d'un certain seuil d'eau, l'ensemble du système se met à fonctionner avec transfert complet de l'amont vers l'aval et le danger pour les collectivités situées à l'exutoire devient important car les surfaces d'alimentation sont parfois gigantesques. Dans certain cas, à cause de la combinaison originale de la morphologie et de l'occupation du sol, les dégâts constatés dans les zones inondées sont dus à la quantité d'eau provenant de surface très éloignées des zones en question. (Cas de Sidi Bel Abbes) (LABORDE – 2000)

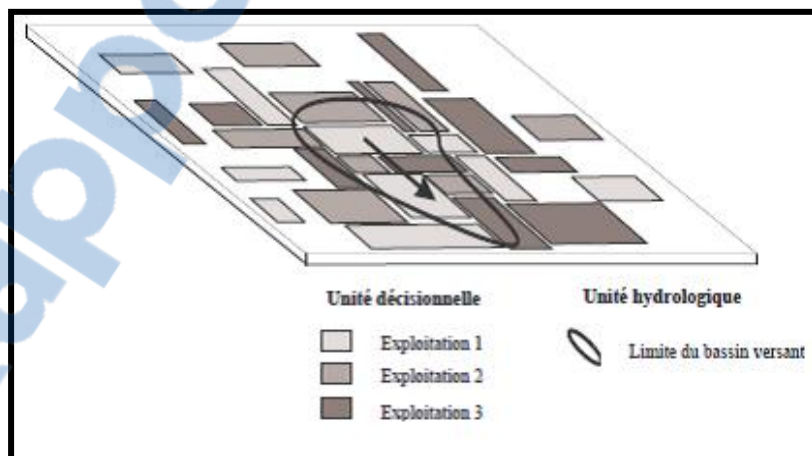


Figure I.6 : Dissociation spatiale des unités décisionnelles (exploitation) et des unités de fonctionnement hydrologique (bassin versant). (LABORDE – 2000)

### I.9.3 Analyse des précipitations

Le passage des mesures ponctuelles des précipitations à une estimation spatiale de celles-ci, souvent nécessaire en hydrologie, est délicat.

Avant de procéder au calcul de la précipitation moyenne du bassin versant, il importe de contrôler la qualité des données pluviométriques, leur homogénéité et leur représentativité.

Parmi les méthodes généralement proposées pour calculer la moyenne des pluies à partir de l'ensemble des mesures ponctuelles obtenues à plusieurs stations pluviométriques sur le bassin ou à proximité, on distingue la méthode des polygones de Thiessen. (BOUCHERIT – 2007)

$$P_{\text{moy}} = \frac{\sum_{i=1}^n A_i \cdot p_i}{A} \dots\dots\dots (1.2)$$

Avec :

$P_{\text{moy}}$  : Précipitation moyenne sur le bassin (mm).

A : Aire totale du bassin (km<sup>2</sup>).

$p_i$  : Précipitation enregistrée à la station i (mm).

$A_i$  : Superficie du polygone associée à la station i (km<sup>2</sup>).

#### I.9.3.1 Temps de concentration $T_c$

Théoriquement le temps de concentration est le temps nécessaire à l'eau pour s'écouler de l'élément hydrauliquement le plus éloigné en amont du bassin jusqu'à l'exutoire

##### A- Formule de Giandotti :

$$T_c = \frac{\sqrt[4]{A} + 1,52}{\sqrt[0,8]{H_{\text{moy}}}} \dots\dots\dots (1.3)$$

A : superficie du Bassin versant (km<sup>2</sup>).

L : longueur de Thalweg en (km).

$H_{\text{moy}}$  : L'altitude moyenne du bassin versant en (m).

$T_c$  : Temps de concentration (h).

Avec :

$$H_{\text{moy}} = \frac{H_{\text{max}} + H_{\text{min}}}{2} \dots\dots\dots (1.4)$$

##### B- Formule de Kirpich :

$$T_{c1} = 0,6615 I_p^{0,77} \cdot 0,385 \dots\dots\dots (1.5)$$

$T_c$  : Temps de concentration (h).

$I_p$  : La pente de l'oued principale en pourcent (%).

#### 1.9.3.2 Coefficient de ruissellement $C_r$ :

Le coefficient de ruissellement est le rapport entre la hauteur d'eau ruisselée et la hauteur d'eau précipitée au cours d'un évènement « averse-crue ». Ce coefficient de ruissellement est généralement considéré comme constant au cours d'une averse. Sa valeur est choisie en fonction de la nature du bassin, de sa couverture végétale, de la pente, et du type de sol.

Coefficient de ruissellement global: ( $C_r = \frac{H_n}{HP}$ )..... (1.6)

- $C_r$  : Le coefficient de ruissellement.
- $H_n$  : La hauteur d'eau ruisselée (mm).
- $HP$  : La hauteur d'eau précipitée (mm).
- 

**Tableau I.2: Le coefficient de ruissellement moyen selon le type d'habitation (Roux-2004)**

Type d'habitation	Cr
Très dense	0.9
Dense	0.6 à 0.7
Moins dense	0.4 à 0.5
Résidentiels	0.2 à 0.3
Zone industrielles	0.2 à 0.3
Espaces verts	0.05 à 0.2
Rue goudronnées	0.9
Rue non goudronnées	0.35
Jardins	0.15
Terrains nus	0.3

### I.9.3.3 L'intensité moyenne d'une averse :

S'exprime par le rapport entre la hauteur de pluie observée et la durée  $t$  de l'averse :

$$I = \frac{h}{t} \dots \dots \dots (1.7)$$

Où :

**I** : L'intensité moyenne de la pluie en [(mm/h), mm/min].

**h** : La hauteur de pluie de l'averse en (mm).

**t** : La durée de l'averse en (h ou min).

L'intensité de la précipitation varie dans le temps pour un événement pluvieux et de plus les événements pluvieux successifs ne sont pas nécessairement semblables.

### I.9.3.4 La Période de retour

Les projets d'aménagements hydrauliques ou hydrologiques sont souvent définis par rapport à une averse type associée aux fréquences probables d'apparition. Lorsque l'on étudie des grandeurs comme les précipitations (caractérisées à la fois par leur hauteur et leur durée) ou les débits de crue d'un point de vue statistique, on cherche donc et, en règle générale, à déterminer par exemple la probabilité pour qu'une intensité **I** ne soit pas atteinte ou dépassée (soit inférieure ou égale à une valeur  $x_i$ ).

Cette probabilité est donnée, si **I** représente une variable aléatoire, par la relation suivante :

$$F_{(x_i)} = p(i \leq x_i) \dots \dots \dots (1.8)$$

On nomme cette probabilité fréquence de non - dépassement ou probabilité de non - dépassement. Son complément à l'unité  $1 - F(x_i)$  est appelé probabilité de dépassement, fréquence de dépassement ou encore fréquence d'apparition.

On définit alors le temps de retour **T** d'un événement comme étant l'inverse de la fréquence d'apparition de l'événement. Soit :

$$T = \frac{1}{1-F(x_i)} \dots \dots \dots (1.9)$$

Ainsi, l'intensité d'une pluie de temps de retour  $T$  est l'intensité qui sera dépassé en moyenne toutes les  $T$  années. Si l'analyse fréquentielle d'une série d'intensités maximales de pluie permet de déterminer le temps de retour d'une valeur particulière il n'est en revanche et a priori pas possible de répondre à d'autres questions pertinentes qui peuvent se poser à l'ingénieur.

### I.9.3.5 Courbes Intensité – Durée – Fréquence (IDF)

L'analyse des pluies a permis de définir deux lois générales de pluviosité qui peuvent s'exprimer de la manière suivante :

Pour une même fréquence d'apparition - donc un même temps de retour - l'intensité d'une pluie est d'autant plus forte que sa durée est courte. Ou encore, en corollaire, à durée de pluie égale, une précipitation sera d'autant plus intense que sa fréquence d'apparition sera petite (donc que son temps de retour sera grand)

Ces lois permettant d'établir les relations entre les intensités, la durée et la fréquence d'apparition des pluies peuvent être représentées selon des courbes caractéristiques : on parle généralement de courbes Intensité – Durée - Fréquence (IDF). La notion de fréquence est en faite exprimée par la notion de temps de retour. (DUBAN – 2000) (Figure 1.7)

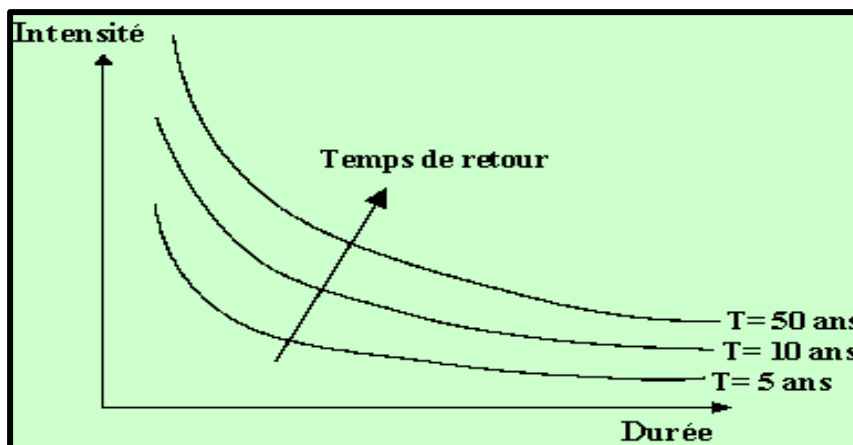


Figure I.7: Les courbes IDF (intensité-durée-fréquence) (DUBAND – 2000)

#### A- Utilisation des courbes IDF

Les courbes IDF ne sont pas une fin en soi, mais sont construites dans un but bien précis. Elles permettent d'une part de synthétiser l'information pluviométrique au droit d'une station donnée et, d'autre part de calculer succinctement des débits de projet et d'estimer des débits de crue ainsi que de déterminer des pluies de projet utilisées en modélisation hydrologique.

Les averses se distinguent les unes des autres par certaines caractéristiques importantes :

- **La durée :** qui est l'intervalle de temps entre le début et la fin de l'averse ;
- **Le volume :** qui est la hauteur totale tombée pendant l'averse ;
- **L'intensité :** qui est la hauteur de précipitation tombée pendant un intervalle de temps divisée par la durée de cet intervalle de temps. L'intensité s'exprime normalement en mm/h.
- **La fréquence d'occurrence :** qui est l'intervalle de temps moyen entre 2 averses de même ampleur;

Il faut bien retenir qu'un volume spécifique de précipitation peut provenir de différentes combinaisons de durée et d'intensité.

## I.9.4 Pluie maximale probable (PMP)

### I.9.4.1 Définition

C'est la quantité maximale de la pluie d'une durée donnée qui peut raisonnablement se produire compte tenu des caractéristiques géographiques de la région et de la période de l'année

### 1.9.4.2 Approches pour le calcul d'une PMP

#### A- La méthode physique

Elle requiert l'analyse systématique de toutes les perturbations atmosphériques ayant affecté le bassin versant qui alimente le cours d'eau à l'étude et les bassins adjacents s'ils sont jugés homogènes du point de vue météorologique. Pour chaque orage, on établit les courbes « hauteur-surface-durée » des pluies observées.

Puis on maximalise ces valeurs en utilisant un facteur qui tient compte du contenu en eau de l'air au moment de l'orage et du contenu maximal en eau de l'air observé au-dessus de la région, à la même époque de l'année, au cours des années antérieures.

Enfin, on trace l'enveloppe de toutes les courbes précédentes et on obtient les courbes « hauteur-surface-durée » de l'orage maximal possible sur le bassin versant étudié, compte tenu du climat actuel. (LABORDE – 2000)

#### B- La méthode statistique :

Elle est basée sur l'analyse de longues séries de pluies ponctuelles, a déterminé à partir de l'analyse de plus de 2 600 stations climatologiques de longues durées aux U.S.A. que la pluie maximale probable d'une durée donnée pouvait être estimée pour chaque station en utilisant l'équation suivante :

$$\text{PMP} = \text{PM} + K_n \cdot \sigma \dots \dots \dots (1.10)$$

Où :

PMP : Pluie maximale probable (mm)

PM : représente la pluie maximale moyenne en (mm)

$K_n$  : représente le nombre d'écart types qu'il faut ajouter à la moyenne pour obtenir la pluie maximale probable

$\sigma$  : L'écart type évalué à l'aide de la série des pluies maximales observées.

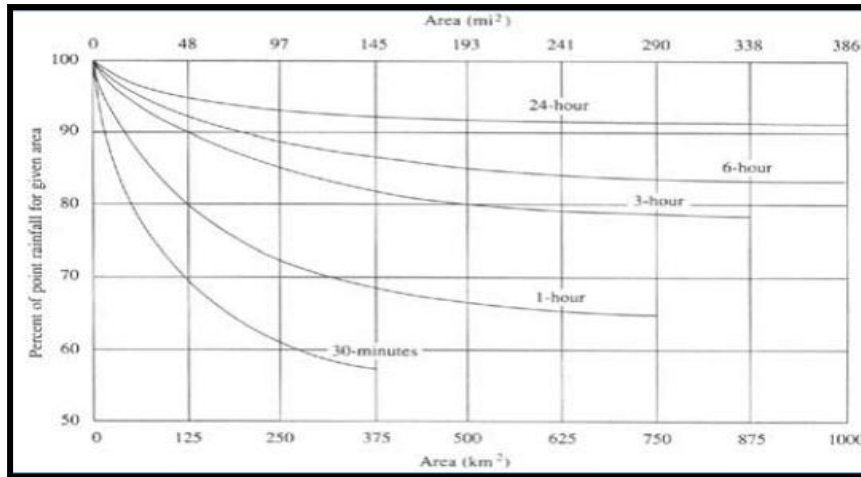


Figure I.8 : Représente les valeurs de facteur (K). (LABORDE – 2000)

**I.9.5 Risque Hydrologique :**

- C’est le prolongement du concept de période de retour « T »
- C’est la probabilité qu’un événement de période de retour T survienne au moins une fois dans une période de temps n
- C’est donc le risque de dépassement sur une période

$$R_H = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \dots\dots\dots (1.11)$$

R<sub>H</sub> : Risque Hydrologique.

T : Période de retour (ans)

n : Période de retour considérée (ans)

- Le concepteur choisit le risque afin de déterminer la crue de conception (T)
- Le jugement professionnel du concepteur est sollicité
- Le risque dépend de:
  - Importance économique du projet
  - Financement disponible
  - Dommages probables encourus (économiques et humains)
  - Client (C’est lui qui paie le projet)

**I.9.6 Analyse des crues -Temps de concentration et débits maximaux**

Dans les études hydrologiques des crues, le principal objectif est la détermination de la crue de conception, presque toujours est abordée en termes de probabilité. La crue de conception est nécessaire pour les travaux de protection contre les inondations et pour établir les dimensions des ouvrages hydrauliques. Selon l'ordre de complexité, on distingue trois types fondamentaux de méthodes employées dans l'estimation de la crue: empiriques, statistiques et hydrologiques. Leur utilisation dépend de l'existence ou non des données nécessaires pour les calculs. Parmi les méthodes empiriques, les plus employées sont: les rationnelles, les courbes mondiales irremplaçables pour comparer les résultats obtenus par différentes méthodes, et les Courbes



Régionales de Réduction, qui donnent des résultats excellents de calcul quand l'information disponible est correctement utilisée (pour les rivières d'une région hydrologiquement homogène) par l'emploi de techniques statistiques adéquates. (DJERBOUA 2001)

**I.9.6.1 Evaluation empirique des débits d'inondation :**

**A- La formule de Mallet et Gautier :**

$$Q_{\max} = 2 \cdot k \cdot \log(1 + a \cdot H) \cdot \frac{A}{\sqrt{L}} \cdot \sqrt{1 + 4 \log T - \log s} \dots \dots \dots (1.12)$$

Où :

$Q_{\max}$  : Débit maximal de la crue de durée de retour T en m<sup>3</sup>/s.

k : Coefficient variant suivant les caractéristiques topographiques et climatiques et géologiques du bassin versant.

H : Hauteur moyenne annuelle des pluies en (mm).

A : Surface du bassin versant (km<sup>2</sup>).

T : Période de retour (ans).

L : Longueur de l'oued (km)

A : Une constante égale à 20 pour l'Algérie.

**B- La formule Rationnelle :**

$$Q_{\max} = C \cdot P_{Tc} \cdot \frac{A}{3,6 \cdot T_c} \dots \dots \dots (1.13)$$

$Q_{\max}$  : Débit maximal de la crue de durée de retour T en m<sup>3</sup>/s.

C : Coefficient de ruissellement.

A : Surface du bassin versant (km<sup>2</sup>).

$P_{Tc}$  : La hauteur maximale de la précipitation journalière en (mm) correspondant au temps de concentration du bassin versant pour une période de retour T.

$T_c$  : Le temps de concentration (heurs).

**Pour  $P_{Tc}$  :**

$$P_{Tc} = P_j(T) \cdot \left(\frac{T_c}{24}\right)^b \dots \dots \dots (1.14)$$

Avec :

$P_j(T)$  : Pluviométrie journalière pour une période de retour T donnée par la formule suivante :

$$P_j(T) = \frac{P_j}{\sqrt{1+C_v^2}} \cdot e^{u \cdot \sqrt{\ln \cdot (C_v^2+1)}} \dots\dots\dots (1.15)$$

Où :

$P_j$  : Précipitation moyenne journalière (mm)

$$P_j = 0.088 \cdot P' + 9.2 \dots\dots\dots (1.16)$$

$P'$  : La moyenne annuelle de série (mm).

**I.9.6.2 Evaluation du volume de la crue :**

Le volume de la crue, exprimé en m<sup>3</sup> sera donné alors par la formule qui suit et pour laquelle le Tc est exprimé en minutes:

$$V = 60 \cdot Q_{\max} \cdot T_c \dots\dots\dots (1.17)$$

$Q_{\max}$  : Débit maximal de la crue de durée de retour T en m<sup>3</sup>/s.

$V$  : Le volume de la crue (m<sup>3</sup>).

$T_c$  : Temps de concentration (h).

**Remarque :**

Il y'a plusieurs méthodes pour la détermination des débits d'inondation. Le choix est fondé sur la structure et l'abondance de la base des données disponibles. De plus l'expérience acquise a montré qu'il n'existe pas de méthode unique pour résoudre le problème et qu'il consiste d'utiliser diverses approches afin de se recouper et de choisir la crue de projet en toute connaissance de cause

**19.6.3 Hydrogramme de crue :**

L'hydrogramme de crue est une courbe reflet de toute la variation des débits en fonction de temps lors d'une crue et permet d'estimer quelque caractéristiques relatives à la crue telle que la forme, le volume, le temps de montée et temps de décrue. La méthode de Sokolovski elle permet de tracer la courbe à partir des deux équations paraboliques.

$$Q_1(t) = Q_{\max} \cdot \left(\frac{t}{t_m}\right)^m \dots\dots\dots (1.18)$$

$$Q_2(t) = Q_{\max} \cdot \left(\frac{t_d-t}{t_d}\right)^n \dots\dots\dots (1.19)$$

(1.18) Equation de la montée de crue  $0 \leq t \leq t_m$ .

(1.19) Equation de la décrue  $0 \leq t \leq t_d$ .

$Q_1(t)$  : Débit de crue (m<sup>3</sup>/s).

$Q_2(t)$  : Débit de décrue (m<sup>3</sup>/s).

$Q_{\max}$  : Débit de fréquence F ( $m^3/s$ ).

$t_m$  : Temps de montée de la crue  $t_m = t_c$  (min).

$t_d$  : Temps de décrue (min)

Sokolovski suppose en cas de crue d'averse que :

$t_d = \gamma t_c = \gamma t_m$  Ce qui donne :  $t_d = 3 \cdot t_c$

Les paramètres m et n sont définis comme suit : m= 2 et n = 3.

### Tableau I.3 : Valeurs de coefficient $\gamma$

Description des cours d'eau	$\gamma$
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versant faiblement pluviales	2.0 à 2.5
Petits cours d'eau dans des bassins versant boisés ou perméable	3.0 à 4.0
Grand et moyen cours d'eau avec des terrassés et déboisement étendues.	4.0 à 7.0

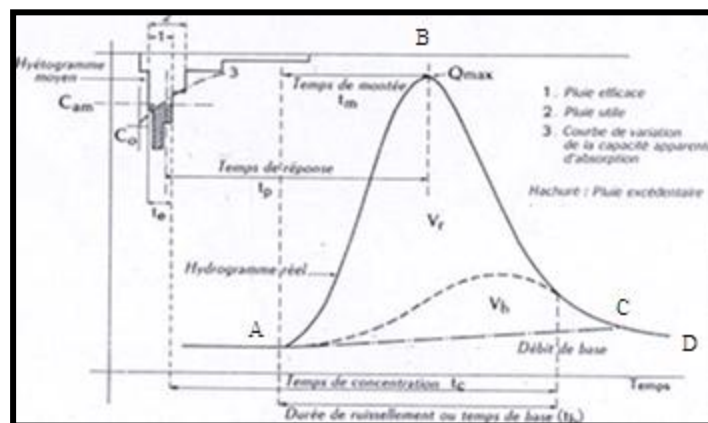


Figure I.9 : Hydrogramme de crue. (BARROCA - 2006)

L'analyse des hydrogrammes a montré deux points d'inflexion particuliers, l'un au début de la courbe de montée indiquant le début du ruissellement, l'autre entre la courbe de décrue et la courbe de tarissement indiquant la fin du ruissellement. (BARROCA- 2006)

Représentation graphique de l'évolution du débit en fonction du temps. Pour l'hydrogramme d'une crue, on définit les composants suivants, qui de manière schématique sont graphiquement représentés, et auxquels sont associés les temps caractéristiques qui sont indiqués:

- **Courbe de montée de la crue:** Comprise entre les points A et B, dans laquelle, on entame la montée et, on atteint le maximum successivement.
- **Pointe ou bout de l'hydrogramme:** Maximum de la courbe de la crue (point B).
- **Courbe de diminution de la crue:** Comprise entre les points B et C.
- **Courbe d'épuisement:** Représentée par le segment CD, dans laquelle, théoriquement, les débits viennent exclusivement de l'alimentation souterraine.

### **I.9.7 Genèse des crues et réponse hydrologique**

Le processus de la genèse de crue est le résultat de plusieurs processus concomitants. Il peut être le résultat de l'écoulement superficiel ou souterrain ou les deux ensembles. (PIERRE– 2007)

Les crues sont de trois types :

- **Les crues d'averses :** Ce sont les crues les plus connues et plus répandues.
- **Les crues de fonte de neige :** Caractéristiques aux régimes climatiques neigeux. Elles sont liées à l'augmentation de température.
- **Les crues d'embâcles :** Généralement dues aux blocs de glaces ou troncs d'arbres qui s'accumulent formant des petits barrages et provoquant des inondations à l'amont. La débâcle est l'effet de la rupture de ces petits barrages résultant des inondations à l'aval.

### **I.9.8 Les étapes d'une étude Hydrologique**

Dans une étude hydrologique appliquée trois principaux cas peuvent se présenter:

- Les séries représentatives des données de précipitation et de débits dans le bassin d'étude existent.
- Les séries existantes ne couvrent pas d'une façon représentative tout le bassin, mais qu'on peut utiliser d'autres séries de bassins hydrologiquement connexes.
- Pas de séries représentatives pour le bassin en étude.

La méthodologie de l'étude hydrologique est valable pour toutes les étapes de travail, et par conséquent, pour toute situation et objectifs de l'étude, toujours en tenant compte que la garantie des résultats sera en relation directe avec les données disponibles.

En tenant compte de ce qui est énoncé dans le paragraphe précédent, l'étude hydrologique devra considérer les tâches suivantes:

#### **I.9.8.1 Recueil de données de base**

- Caractéristiques générales de la zone d'étude
- Caractéristiques hydrologiques du bassin, y compris les profils et les données physiques
- Cartographie conventionnelle, cartographie hydrologique, photogrammétrie, etc.
- Pour les stations existantes, résumés de données, extension des séries, histoire de la station
- Recueil de données relatives à l'érosion et la sédimentation
- Recueil de données relatives à la modification de l'écoulement par l'influence anthropique.

#### **I.9.8.2 Etude de caractéristiques climatiques**

- Analyse des données du bassin versant et bassins connexes
- Adaptation des paramètres climatologiques les plus caractéristiques
- Estimation des valeurs extrêmes et moyennes, lois de distribution et indices climatiques.

#### **I.9.8.3 Etude de précipitations**

- Analyse de données pluviométriques de la zone de recouvrement nécessaire.
- Définition de séries de base. Analyse de représentativité et de garantie.

- Détermination des lois de distribution des précipitations à l'échelle mensuelle et annuelle. Vraisemblance et garantie.
- Détermination de la précipitation moyenne et les précipitations fréquentielles.

Distributions interannuelles.

#### **I.9.8.5 Etude des débits superficiels**

- Analyse des données disponibles, valeurs moyennes et maximales, du bassin et des bassins connexes
- Analyse, contraste et homogénéisation des séries disponibles.
- Détermination des caractéristiques de base, physiques et topographiques, profils, courbe hypsométrique, rectangle équivalent, indice de pentes et de compacité, relations physico - géographiques, etc.
- Définition de séries de base. Analyse de représentativité et de garantie
- Détermination des lois de distribution à l'échelle mensuelle et annuelle et test de vraisemblance et de garantie
- Détermination de l'apport moyen interannuel et des apports fréquents et leurs distributions interannuelles.
- Détermination de l'apport solide.

#### **I.9.8.6 Etude des crues maximales**

- Etude de données de valeurs maximales de débit et de précipitation.
- Estimation des crues maximales par des méthodes directes, empiriques, statistiques et hydrologiques, pour les temps de retour nécessaires
- Estimation de lois de distribution et fréquence
- Temps de concentration, débits maximaux, hydro gramme type, volume, laminage.
- Détermination du laminage de l'écoulement naturel par l'influence d'ouvrages hydrauliques construits, et son influence sur les débits des crues.

#### **I.10 Etude de Laminage de la crue**

Le problème du laminage de crues se pose fréquemment à l'ingénieur hydraulicien, que ce soit dans le domaine de la protection contre les inondations (dimensionnement de bassin de rétention) ou dans celui de la sécurité des ouvrages (dimensionnement d'évacuateurs de crues).

Le phénomène de laminage des crues est la transformation de l'onde de crue entre un point amont et un point aval d'un cours d'eaux.

Le laminage des crues correspond à l'atténuation progressive d'une onde de crue lors de sa propagation dans un chenal par frottement ou bien lorsque cette onde traverse un réservoir.

Dans les petits bassins versants, les débits des crues instantanés sont relativement élevés mais le volume des crues est en général assez faible et les crues peuvent être laminées de façon appréciable par stockage dans la tranche disponible entre la cote du déversoir (niveau normal) et celle des plus hautes eaux.

Le débit qui passe dans l'évacuateur des crues ( $Q_e$ ) est inférieur à celui de la pointe de la crue à l'entrée de la retenue ( $Q_c$ ). L'effet du laminage de crue dépend de la forme de l'hydrogramme de la crue entrant dans la retenue, de la capacité de l'évacuateur et de la forme de la partie supérieure de la retenue.

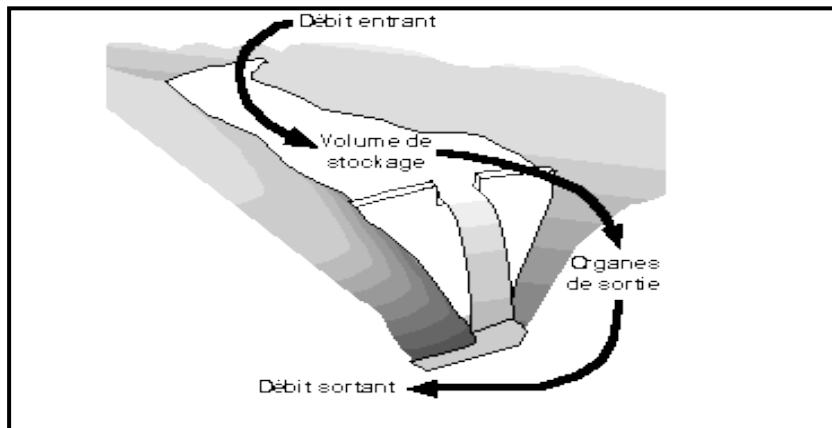


Figure I.10 : Laminage de crue dans une retenue

Le problème le plus courant consiste à calculer l'hydrogramme de sortie  $Q_s(t)$  en fonction de:

- l'hydrogramme d'entrée  $Q_e(t)$ .
- la courbe hauteur-volume  $V(h)$  du réservoir.
- la courbe hauteur-débit de sortie  $Q(h)$ .

### I.10.1 Objectif :

Le laminage des crues a pour objectif principale l'optimisation des dimensions de l'évacuateur des crues notamment la largeur déversant.

Il doit être déterminé :

- Le débit de projet à évacuer pour la fréquence considérée.
- La hauteur des eaux laminées pour ce débit.
- La largeur optimale de déversement.

Le volume de la crue est en fonction de la taille du bassin versant et de la pluie de référence.

Le débit laminé est en fonction du débit de projet et des volumes de références (volume de la crue et volume de transformation)

### I.10.2 Transformation ou laminage de crues

La conception hydraulique des évacuateurs qui sont construits dans les barrages requiert la connaissance nécessaire des débits maximaux qui devront être évacués, la crue de conception

ainsi que les débits qui seront évacués quand celles ci affluent sont caractérisées par une probabilité de présence observée.

Ce qui a précédé pose l'importance que possède la détermination nécessaire des débits maximaux qui devront être évacués avec sécurité par les évacuateurs sans qu'on mette en danger l'intégrité des barrages.

Quand la crue sera incorporée dans un barrage suffisamment étendu et profond, on provoquera une augmentation du niveau de l'eau dans ce dernier et par conséquent, l'accroissement des débits qui circulent à travers l'évacuateur. (Technique des barrages aménagement rural-1982).

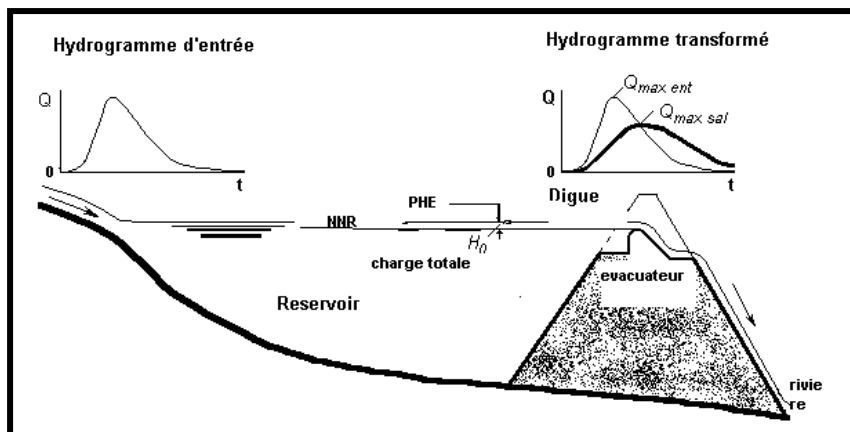


Figure I.11 : Génération de débit de crue (MUSY – 2004)

La fonction de transfert a pour objectif de transformer le débit de pluie nette en débit à l'exutoire. Il s'agit là d'un opérateur conservatif (le volume de l'hydrogramme de pluie nette est le même que celui de l'hydrogramme à l'exutoire). Son seul but est de représenter les transformations de la forme de l'onde de débit lors de son passage à travers le bassin versant.

Basés sur la considération précédente, les hydrographes pour les sites en étude situées en aval des barrages peuvent être déterminés en ajoutant les ordonnées de l'hydrographe de l'afflux latéral (bassin partiel) et les ordonnées de l'hydrographe transformé par le barrage (Figure 1.11) déplacés par le temps de retard par l'oued depuis le barrage jusqu'à la section de conception.

Le temps de retard par l'oued peut être calculé par l'expression:

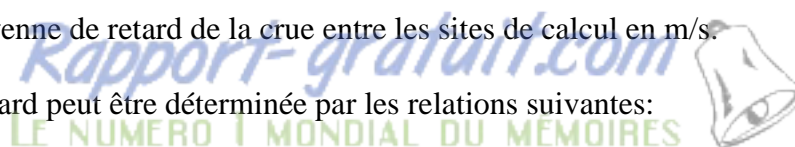
$$Tr = \frac{1000.Lr}{60.Vr} = 16.67 \cdot \frac{Lr}{Vr} \dots\dots\dots (1.20)$$

**Tr**: Temps de retard par l'oued en minutes.

**Lr**: Longueur de la rivière entre les sites de calcul en km

**vr**: Vitesse moyenne de retard de la crue entre les sites de calcul en m/s.

La vitesse de retard peut être déterminée par les relations suivantes:



- $Vr = a_r \cdot Yr^{1/3} \cdot Qp^{1/4}$  Pour  $Yr \leq 2\%$  ..... (1.21)

- $Vr = 0,17 \cdot Yr^{1/7} \cdot Qp^{1/4}$  Pour  $Yr > 2\%$  ..... (1.22)

Où:

$a_r$ : Paramètre sans dimension qui considère la rugosité moyenne le long du lit de l'oued ; généralement, pour des rivières situées dans les plaines avec  $Yr \leq 2\%$ , avec des conditions moyennes de rugosité ( $n=0.050$ ) prend la valeur de  $a_r = 0.15$ .

$Yr$ : Pente moyenne atténuée de la rivière entre les sites de calcul, en %.

$Qp$ : Débit maximal de la probabilité de calcul transformé par le barrage en m<sup>3</sup>/s.

Dans cette méthode le débit maximal de conception est déterminé automatiquement en additionnant les hydrographes partiels et obtenant l'hydrographe qui en résulte

En conséquence, une partie du volume de cette crue sera temporairement accumulée ou retenue dans la cuvette et se mettra à occuper de nombreuses irrégularités de ses marges. C'est-à-dire, le barrage exerce un effet de retard sur les volumes déversés, et par conséquent, l'hydrogramme d'entrée est transformé jusqu'à être caractérisé par des débits maximaux de valeurs inférieure aux "débits piques" de la crue tandis que la décharge à la rivière ou la voie inférieure du volume d'eau transporté par l'onde de la crue sera prolongée jusqu'à occuper un temps supérieur à celui de son afflux au barrage. Malgré les inconvénients provoqués par cette dernière circonstance, ce phénomène de transformation s'avère généralement bénéfique, étant donné que grâce à ce dernier on pourra construire des évacuateurs plus petits que ceux qui seraient requis si le barrage n'exerçait pas cet effet sur l'hydrogramme.

### I.10.3. Transformation de la pluie en Hydrogramme de crue

Dans le cadre d'une description des processus selon le principe établi par Horton, la transformation de la pluie en Hydrogramme de crue se traduit par l'application successive de deux fonctions, nommées respectivement fonction de production – ou fonction d'infiltration - et fonction de transfert. La fonction de production permet de déterminer le hyétogramme de pluie nette à partir de la pluie brute. La fonction de transfert permet quant à elle de déterminer les Hydrogramme de crue résultant de la pluie nette (la pluie nette est la fraction de pluie brute participant totalement à l'écoulement).

Le passage du hyétogramme de pluie à l'Hydrogramme de crue fait intervenir toutes les caractéristiques météorologiques, physiques et hydrologiques du bassin versant considéré. Dès lors, on comprendra aisément que la détermination d'une relation analytique rigoureuse entre précipitations et débits est une tâche très difficile. Toutefois, l'analyse de séries de couples pluies- débits permet d'obtenir des informations pertinentes sur la fonction de transfert du bassin versant. (Figure 1.12)



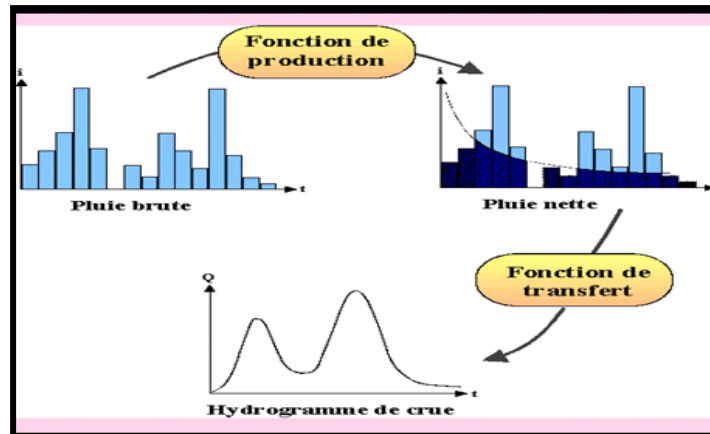


Figure I.12 : La transformation de la pluie en Hydrogramme de crue (MUSY – 2004)

### I.10.4 Modélisation de la transformation pluie-débit

La modélisation de la transformation pluie-débit a pour objectif de produire un hydrogramme d'eau pluviale à l'exutoire du bassin versant étudié. Bien que physiquement tous les processus contribuant à la transformation soient fortement interdépendants, décompose la modélisation en deux étapes distinctes et successives :

- la production
- le transfert

La fonction de production permet de définir la partie de la pluie précipitée (pluie brute) qui va effectivement s'écouler à l'exutoire du bassin versant. Le résultat de cette première transformation est un hyétogramme de pluie nette. Il s'agit d'une grandeur fictive. La pluie nette est calculée par différence entre la pluie brute et les pertes à l'écoulement (évaporation, rétention par la végétation, stockage dans les dépressions, infiltration). La pluie nette est ensuite exprimée sous la forme d'un débit de pluie nette en multipliant l'intensité instantanée de pluie nette par la surface du bassin versant.

### I.10.5 Présentation de quelques modèles du laminage des crues

#### I.10.5.1 Modèle de Puls

Le laminage des crues permet de réaliser un diagnostic d'influence de la présence d'une infrastructure de stockage d'eau superficielle (retenue collinaire ou barrage).

Son étude permet également de dimensionner au mieux les futurs ouvrages, afin de minimiser les impacts hydrologiques et notamment hydro-écologiques.

Ce modèle est basé sur une approximation en différences finies de l'équation de continuité, et sur une représentation empirique de l'équation de quantité de mouvement.

On considère qu'il n'y a pas d'apport par débit latéral. L'équation de continuité devient alors :

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \dots\dots\dots (1.23)$$

On utilise alors la méthode des différences finies en écrivant que :

$$I_t - Q_t = \frac{\Delta S_t}{\Delta t} \dots\dots\dots (1.24)$$

Où:  $I_t$  et  $Q_t$  sont les débits moyen respectivement amont et aval pendant une période  $\Delta t$ ,  $\Delta S_t$  étant la variation du stock d'eau durant le même laps de temps.

On obtient alors l'équation suivante:

$$\left(\frac{S_t + Q_t}{2}\right) = \left(\frac{I_{t-1} + I_t}{2}\right) + \left(\frac{S_{t-1}}{\Delta t} - \frac{Q_{t-1}}{2}\right) \dots\dots\dots (1.25)$$

Ainsi, au temps t, on connaît les termes de gauche, et l'on cherche à déterminer les termes de droite. On a donc 2 inconnues  $S_t$  et  $Q_t$ , et l'on doit donc connaître une relation supplémentaire entre ces deux variables. Une fois cette relation déterminée, on résoud le nouveau système d'équations par récurrence.

En ce qui concerne la relation liant  $S_t$  à  $Q_t$ , on peut la déterminer par :

- Des observations historiques des valeurs des débits et du volume d'eau stocké au cours du temps;
- Une observation des hydrographes amont et aval et une recherche de  $S_t$  par itérations successives.

**I.10.5.2 Modèle de Kotcherine :**

Le débit laminé est en fonction du débit de projet et des volumes (volume de la crue et volume de transformation). L'expression qui caractérisé cette variante généralisée de la méthode de Kotcherine est la suivante:

$$q_{\max} = K \cdot Q_{\max} \cdot \left(1 - \frac{V_t}{V_c}\right) \dots\dots\dots (1.26)$$

$Q_{\max}$  : Débit de la crue de projet de fréquence F ( $m^3/s$ ).

$q_{\max}$  : Débit à laminer ( $m^3/a^2$ ).  $b^2 = c^2$

$V_t$  : Volume de transformation ( $m^3$ ).

$V_c$  : Volume de la crue ( $m^3$ ).

K : Coefficient de forme de l'hydrogramme.

D'ensemble, avec la courbe  $Vt = f(h)$  et la courbe de débits en fonction de la hauteur au-dessus du déversoir, ces expressions permettent le calcul des débits et des volumes transformés de manière graphique. L'autre variante de calcul est la solution numérique de ces équations au moyen d'itérations successives, laquelle est recommandée en transformant la formule (4.15).

### I.10.5.3 Modèle de Muskingum

Le modèle de Muskingum utilise une relation linéaire entre l'emmagasinement et les débits entrée et sortie. Cette méthode suppose une relation univoque entre les débits et les hauteurs d'eau.

#### A- Principe :

Le modèle de Muskingum est classé parmi les modèles hydrologiques de propagation des crues basée sur l'équation de continuité globale.

$$\frac{dS}{dt} = Q_e - Q_s \dots \dots \dots (1.27)$$

Avec :

S : Le stockage dans le canal.

$Q_e$  : Le débit entrant.

$Q_s$  : Le débit sortant.

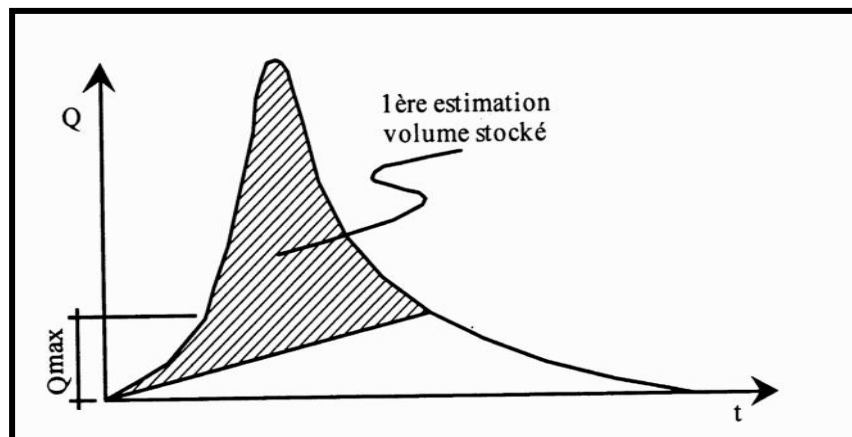


Figure I.13 : Estimation le volume de stockage. (MUSY – 2004)

### I.10.5.4 Modèle de Muskingum-Cunge :

Le modèle de Muskingum-Cunge s'applique aux systèmes distribués dans lesquels l'écoulement se calcule en fonction du temps et de l'espace. Le modèle Muskingum-Cunge est conçu pour palier aux différentes difficultés que présente le modèle de Muskingum, tel que les paramètres qui n'ont pas de signification physique et qui sont donc difficiles à évaluer. Il est basé sur l'équation de continuité incluant un débit latéral et sur la forme diffusivité de l'équation de quantité de mouvement.

En différenciant l'équation de Muskingum suivant le temps  $t$  et en utilisant l'équation de continuité (1.27) on obtient :

$$K \left[ c \cdot \frac{dQ_{max.s}}{dt} + (1 - c) \frac{dQ_{max.H}}{dt} \right] = \overline{Q_{max.s}} - \overline{Q_{max.H}} \dots \dots \dots (3.28)$$

Où :  $\overline{Q_{max.s}}$  et  $\overline{Q_{max.H}}$  : représentent les débits moyens à l'entrée et à la sortie du système pendant l'intervalle de temps  $dt$ .

### I.11 Conclusion

Le risque d'inondation a toujours été un thème privilégié de la recherche en géographie physique. Le choix d'une politique de gestion de risque d'inondation est complexe car, outre le fait qu'elle doit satisfaire les contraintes imposées par d'autre usage du cours d'eau (essentiellement ressources en eau et écologie) elle fait appel à une problématiques multi-acteurs à un emboitement d'échelle spatial, à des notions sociales de perception du risque.

Ce choix passe inévitablement par une évaluation dont l'objet est d'améliorer la connaissance des phénomènes le régissant en réduisant l'incertitude globale inhérente à leur caractérisation. En effet, notre connaissance du risque est très imparfaite dans la mesure où l'incertitude reste grande, tant pour la connaissance des aléas que pour celle de la vulnérabilité et des fortes attentes apparaissent à l'échelle fine de la réglementation des aménagements.

## **II. Procédés de protection des agglomérations contre les inondations**

### **II.1. Au niveau des espaces urbains**

Parfois, les interventions de l'homme peuvent aggraver les dommages causés par une inondation. Cependant, l'aménagement des cours d'eau a tendance à rendre la rivière uniforme : tracé rectiligne, profil large et peu profond...

Pour lutter contre les préjudices causés par les inondations, des opérations sont proposées pour faciliter l'évacuation des eaux, elles visent à :

#### **II.1.1. Limiter les submersions par**

##### **II.1.1.1 L'entretien des cours d'eau**

Les atteintes causées par les inondations confirment l'intérêt d'un entretien régulier, où les embâcles risquent de se former en cas de crue au niveau des ouvrages de franchissement (telles les ponts), aggravant l'inondation des terres riveraines et détériorant les ouvrages (pont, voies ferrées...).

L'entretien des cours d'eau englobe l'enlèvement de la végétation présente dans le lit mineur et surtout l'enlèvement des embâcles.



Photo II.1 : le jet des remblais dans les cours d'eau aboutit à des inondations liées aux embâcles (oued Zeramna près de la zone industrielle -Skikda -août 2005) (BOULGHOBRA – 2006)

##### **II.1.1.2 Limiter l'érosion**

Limiter l'érosion permet d'éviter des modifications très importantes de la rivière après une crue et la création d'embâcles qui occasionnent de nombreux dégâts et favorisent l'apparition de "vagues". Plusieurs techniques sont utilisées :

##### **II.1.1.3 Les enrochements :**

Ils sont posés ou fixés le long des berges particulièrement soumises à l'érosion. Cette méthode est couramment utilisée dans les zones urbanisées et offre un bon niveau de protection



Photo II.2 : Enrochement à Thuir (la trencade - France). (BOULGHOBRA – 2006)

#### **II.1.1.4 Les techniques végétales :**

Il s'agit de planter de la végétation pour stabiliser les berges. En comparaison avec les techniques habituelles de l'ingénierie civile, on peut accorder aux techniques végétales un certain nombre d'avantages :

- Régulation du cycle hydrologique (favorisation de l'infiltration et écrêtement des pointes des crues).
- Excellente intégration paysagère des ouvrages de stabilisation dans le milieu.
- Absence de perturbation dans les échanges entre le lit mineur et la nappe phréatique, à plus grande échelle entre le cours d'eau et ses zones humides et milieux annexes.
- Participation à l'autoépuration du cours d'eau par absorption d'éléments nutritifs ou polluants et filtration d'apports sédimentaires. Ce filtre se réalise essentiellement par les essences herbacées et buissonnantes, qui par la densité de leurs tiges aériennes, piègent les particules en transport dans les eaux.
- Résistance souple opposée aux contraintes hydrauliques, permettant de mieux dissiper l'énergie. (DUGLAS – 2004)

#### **II.1.1.5 Les épis :**

Un épi est un talus en enrochement de faible hauteur, enraciné à la berge et établi transversalement par rapport au cours d'eau. Il constitue un obstacle à l'écoulement de l'eau et provoque différents types de coursant.

L'espacement entre les épis dépend de la largeur de la rivière, de leur longueur et de leur nature. Théoriquement, pour qu'un système d'épis soit efficace, il faut que l'écart entre deux épis successifs soit de l'ordre d'une fois et demie (1,5) leur longueur.

#### **II.1.2. Protection des édifices contre les crues :**

Pour protéger les structures riveraines contre les inondations, il faut recourir à quelques techniques de base :

- Rehausser les fondations au-dessus du niveau de crue, en utilisant un remblai ou des pieux.

- Enduire le pourtour de la structure de murs étanches en béton, ou l'entourer d'un talus.
- Placer les transformateurs électriques et téléphoniques ainsi que les systèmes mécaniques au-dessus du niveau de crue.
- Pour les nouvelles constructions, il faut surélever le bâtiment au-dessus du niveau de la crue centennale en rehaussant les terrains autour.

## II.2. Aménagements en versant avant le lit du cours d'eau

Les aménagements sur les versants ont plusieurs avantages sur le ruissellement de crue est sur l'érosion. Leur implantation en zone rurale se fait en fonction de la topographie en repérant sur la carte topographique, les zones de ruissellement importante et les biefs secs, et étudier la faisabilité des aménagements. En zone urbanisée la réalisation de nombreux espace de stockage de différentes natures dont leur nombre influence relativement le volume l'eau ruisselé.

### II.2.1. Changement d'occupation de sol

Le changement de type de culture de certain champs et prairies et le reboisement sont des techniques qui favorisent la stabilité de sol contre l'érosion et ralentir le ruissèlement et par conséquence laminier les crues, l'effet de réduction de ruissellement n'est pas illimité lorsque ils tombent de grands volumes dans des courtes durées. (BESSON 2007).

### II.2.2. Banquettes

La technique des banquettes est de doubles objectifs, la lutte contre l'érosion et la réduction de ruissellement en favorisant l'infiltration due à la diminution de pente. Leurs effet est considérable dans la défense et la restauration de sol.

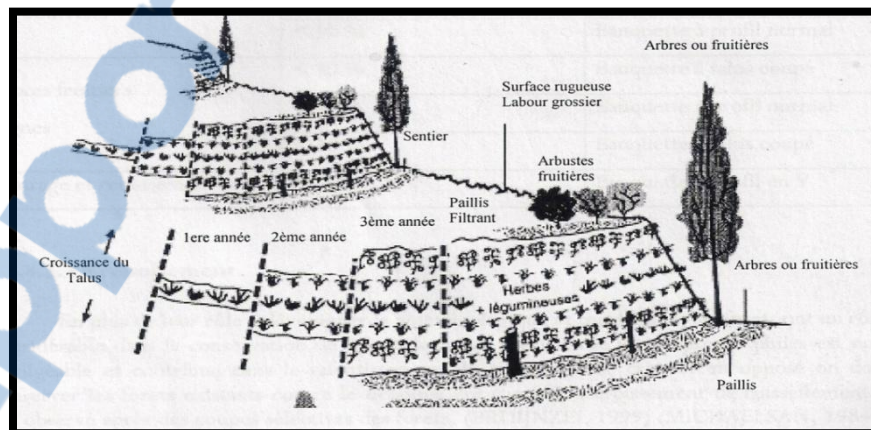


Figure II.1 : Technique de banquettes

La banquette mécanique se divisée en quatre zones (figure II.1) :

1. Le fossé large reçoit les eaux de ruissellement de l'impluvium.
2. Le talus reçoit la pluie et un apport latéral des eaux fossé.
3. L'impluvium à l'amant du fossé ; zone cultivé entre les bourrelets, qui ne reçoit plus que la pluie moins le ruissellement.

4. La zone de l’impluvium à l’aval et proche du bourrelet qui pourrait recevoir un appoint d’eau par drainage à travers le bourrelet des grosses averses.

**Tableau II.1 : Banquette en fonction de pente et type de culture.**

Culture	Pente du terrain	Type de banquette
Céréales	2 à 3%	Labours horizontaux
	3 à 6%	Culture a bandes
	3 à 5%	Banquette à triple courbure
	5 à 12%	Banquette à double courbure
	12 à 18%	Banquette à simple courbure
	18 à 30%	Banquette à talus coupé en V
	30 à 50%	Banquette à profil en V
Céréales et arbres fruitiers sur bourrelet	< 18%	Banquette à simple courbure
	<30%	Banquette à talus coupé
	<50%	Banquette à profil normal
Arbres fruitières vignes	<30%	Banquette à talus coupé
	<50%	Banquette à profil normal
	<30%	Banquette à talus coupé
Pâturage et reboisement	<80%	Banquette à profil en V

### II.2.3. Banquettes pour épandage des crues

Ce type de travaux aura le but de limiter l’intensité du ruissellement et par conséquent de l’érosion. Il se réalise en inversant la pente de certaines banquettes à partir du cours d’eau, sur lequel un petit barrage de dérivation (seuil en gabion) est construit.

Ce barrage – sorte de barrage de rétention – alimente les banquettes au moyen de canal calibré ou buse. Et de là, il régularise l’écoulement du cours d’eau, et rend les crues plus étendues dans le temps.

### II.2.4. Travaux de correction torrentielle sur les lits des Oueds

Le réseau de banquette ne fait que favoriser l’infiltration des eaux pluviales, donc mieux drainer la surabondance hydrologique, et étendre les crues.

Cependant, en cas d’orages violents, les cours d’eau débitent une quantité d’eau supérieure à celle qui s’infiltré. Pour cela, les travaux de la correction des cours d’eau s’avèrent complémentaires. Ils aboutissent à freiner graduellement l’écoulement en construisant une série de digues successives au long du cours d’eau.

Le nombre des digues à construire est donné selon la formule :

$$N = L \cdot \frac{P-1}{H} \dots\dots\dots (2.1)$$

- L : longueur du ravin (m).
- P : pente moyenne du lit.



- H : hauteur moyenne des digues (1 à 4 mètres).
- I : pente de compensation (pente inter – digue, elle est inférieure à la pente initiale du lit de ravin).

$$I = \frac{f.b.(d-p)}{0.076.0.0625^2.C^2.R^2} \dots\dots\dots (2.2)$$

- f : Coefficient de frottement des matériaux.
- b : Longueur du caillou (m).
- d : Densité du caillou.
- p : Densité de l'eau boueuse (varie de 1 à 1,8).
- K : Coefficient torrentiel.
- C : Coefficient dépendant des parois de la digue.
- R : Rayon hydraulique moyen du ravin (m).

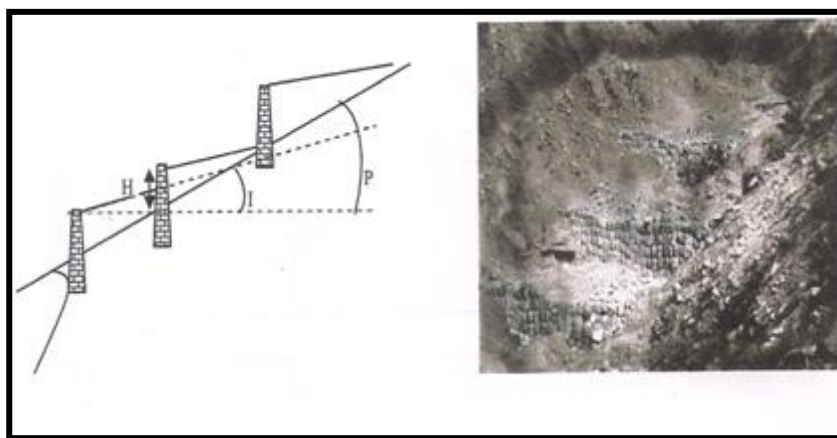


Figure II.2 : Correction torrentiel. (BESSON 2007).

#### II.2.4.1 Le reboisement :

En plus de leur rôle à développer le volet écologique et touristique, les forêts ont un rôle considérable dans la conservation de sol et des eaux. Le volume intercepté de pluies est non négligeable et contribue dans le ralentissement de la montée de crue et en opposé on doit conserver les forêts existantes contre le déboisement (un fort accroissement de ruissellement a été observé après des coupes sélectives des forêts (BRUIJNZEL 1999).

Le taux d'infiltration sous un couvert végétal naturel non modifié est généralement élevé et le ruissellement est un phénomène relativement rare sauf dans le cas de pluie exceptionnellement violente.

#### II.2.5. Aménagement en lit mineur

##### II.2.5.1 Correction torrentiel

Selon la pente, les rivières se classifient en trois types, dans les rivières torrentielles et les torrents la vitesse d'écoulement est très élevée et provoque le transport des sédiments par la force de l'eau de lave torrentielle, pour diminuer cette vitesse on utilise les travaux de correction torrentiel qui consistent à implanter des digues le long du cours d'eau.

### II.2.5.2 Barrage écrêteur :

Le barrage écrêteur a pour but l'écrêtement des crues, et parfois à vocation multiple, son principe de fonctionnement est stocker temporairement un certain volume dans le lit du cours d'eau de façon à diminuer le débit de crue en aval selon le schéma suivant (SERRE – 2005)

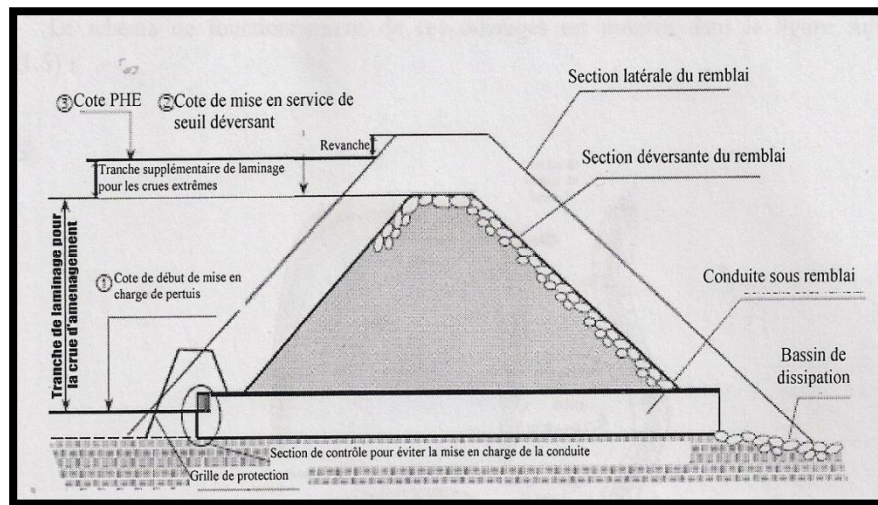


Figure II.3 : Schéma de fonctionnement de barrage écrêteur (DUGLAS - 2004)

Par un pertuis de fond dimensionné de façon qu'il permet l'écoulement ordinaire et de crues fréquentes et limiter le débit en aval selon les enjeux à protéger contre l'inondation. En cas de crue qui dépasse la capacité de pertuis, le barrage se remplit progressivement et se vide lentement par le pertuis en fin de crue. En cas où la crue est très forte et le volume d'eau dépasse la capacité de stockage du barrage, le débit excédent s'évacue par le déversoir de sécurité.

### II.2.5.3 Création des zones d'expansion de crue

Le principe est proche de celui de barrage écrêteur. Il consiste à aménager un rétrécissement d'une section sur le cours d'eau afin d'augmenter la ligne d'eau en amont et si nécessaire de construire des remblais barrant le lit majeur. Le fonctionnement de tel aménagement est plus proche du fonctionnement naturel.

Les champs d'expansion doivent prendre en considération la nature juridique des espaces aménagés afin d'indemniser les propriétaires ou les exproprier.

Ce type d'aménagement n'a que peu d'impact sur la vie aquatique de la rivière et sur son fonctionnement (DUGLAS 2004).

### II.2.5.4 Ouvrages de stockage en dérivation.

Contrairement au fonctionnement naturel des champs d'expansion, ce type d'ouvrage est alimenté par dérivation de cours d'eau par un ouvrage de prise et un chenal d'amené. Les bassins de stockage sont creusés dans le terrain naturel ou par construction de digues. Selon la topographie, ils peuvent être aménagés en plusieurs bassins en cascade qui se remplissent successivement de l'amont vers l'aval par déversement.

Le schéma de fonctionnement de ces ouvrages est montré dans la (figure II.4) suivante

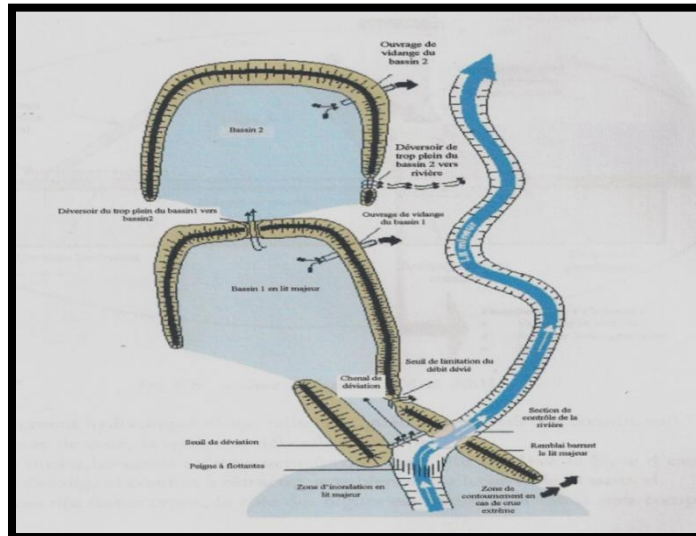


Figure II.4 : Fonctionnement d'ouvrage de stockage en dérivation (DUGLAS 2004)



Photo II.3 : Canal de dérivation au Sud de la ville de Sidi Bel Abbès (HALLOUCHE – 2007)

L'ouvrage n'entre en jeu que lorsque la crue dépasse une certaine hauteur. En cas de crue exceptionnelle un dispositif de sécurité limite les débits déversés pour protéger les bassins de surverse.

### II.3 Digue de protection contre les inondations

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, ou plus (quelques centaines de mètres), de celle-ci (Figure. II.5) (SERRE- 2005).

Il existe un type particulier de digues de protection contre les inondations : les digues de ceinture. Elles ont la particularité d'entourer, totalement ou partiellement, une zone à enjeux (ville, village, hameau...) en se rattachant à flanc de coteau.

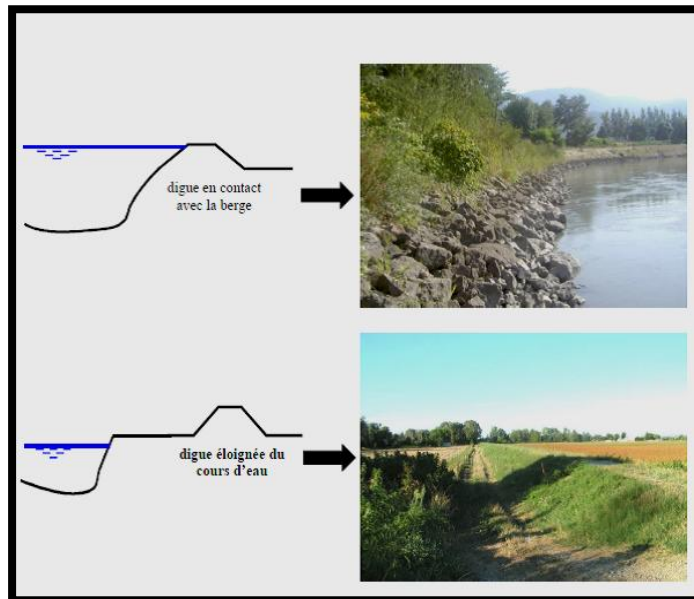


Figure II.5 : Positionnement de la digue par rapport aux cours d'eau

Il s'agit d'aménagement longitudinal le long des berges qui sert à protéger de l'inondation des zones où sont présents des enjeux importants (habitations, zones commerciales industriels...etc). Les digues sont des ouvrages dont au moins une partie est construite au dessus du niveau du terrain naturel destinés à contenir le flux d'eau dans les périodes de crue de protéger les zones inondable (SERRE - 2005).

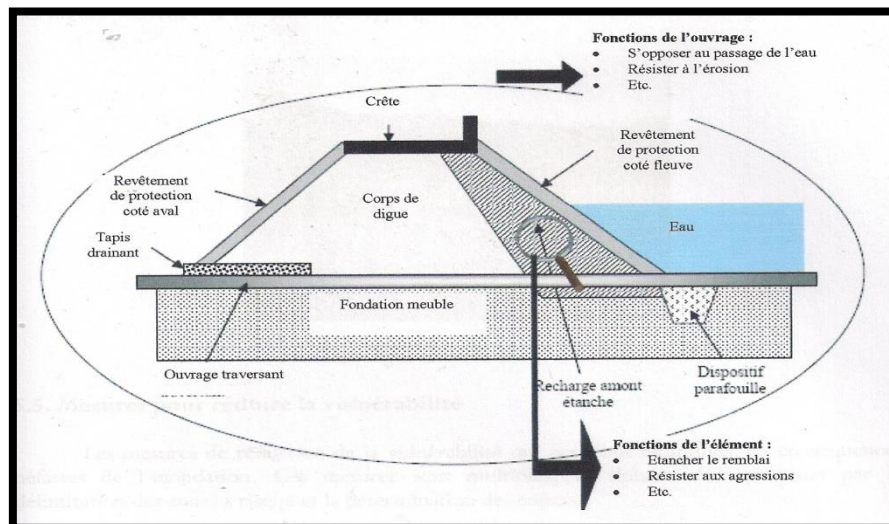


Figure II.6 : Schéma de digue (SERRE 2005).

Le fonctionnement hydraulique d'une vallée endiguée peut être décrit comme suit :

- A la montée de crue, la rivière déborde de son lit.

- La digue limite les crues relativement fortes mais elle surélève la ligne d'eau là où la présence des digues conduit à rétrécir sensiblement la largeur de lit naturel.
- Dans le cas des fortes crues, le rôle des digues est limité et la vallée sera complètement inondée.

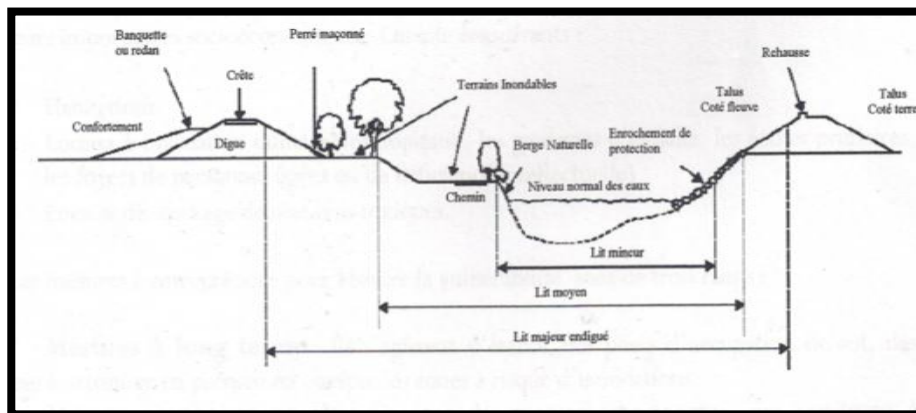


Figure II.7 : Vallée endiguée (Martiaux 2001).

### II.3.1. Caractéristiques des digues de protection contre les inondations

#### II.3.1.1 Fonctionnement d'un système endigué

On peut décrire le fonctionnement hydraulique d'une vallée endiguée (Figure II.7) de la façon suivante :

- Lors d'une crue, la rivière déborde de son lit mineur et inonde progressivement le lit majeur endigué (SERRE – 2005)
- l'endiguement limite l'emprise de l'inondation pour les crues faibles et moyennes, mais il surélève la ligne d'eau là où la présence des digues conduit à rétrécir sensiblement la largeur du lit naturel (c'est très souvent le cas dans la traversée des villes)
- l'écêtement (phénomène qui amortit les débits maximaux par inondation d'espaces en lit majeur) est, de ce fait, limité lors des crues courantes
- les zones protégées par des digues peuvent, dans certains cas, être inondées par le remous du fleuve à sa jonction avec un affluent, ou par les ruissellements issus de bassins versants latéraux dont les exutoires au fleuve se trouvent saturés, ou encore par remontée de la nappe phréatique
- on aménage parfois des déversoirs qui permettent
  1. de protéger la digue contre le déversement.
  2. l'écêtement de la crue en permettant l'inondation d'une zone à enjeux limités
- pour les crues extrêmes, l'ensemble de la vallée est inondée, soit à la suite du fonctionnement des déversoirs, soit par des ruptures de digues ; le fleuve ou la rivière recouvrent ainsi l'ensemble de leur lit majeur, comme en l'absence de protections.

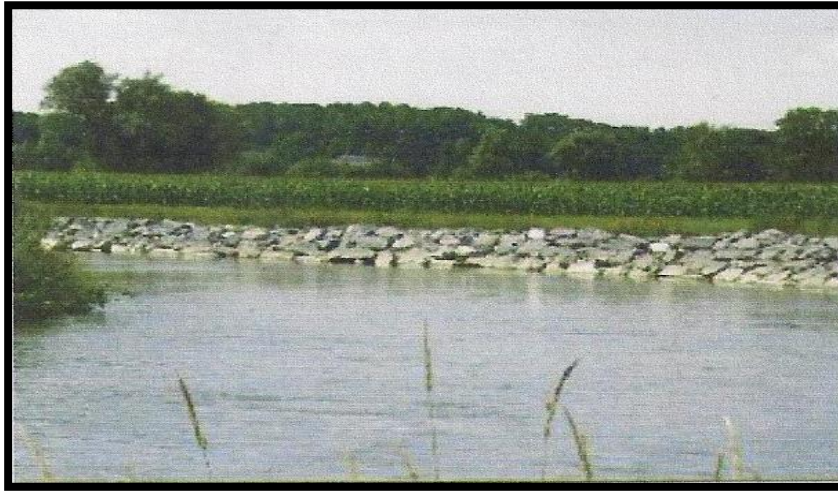


Photo II.4 : Digue enroché (FAURE 2004)

#### **II.4 Mesure pour réduire la vulnérabilité :**

Face à ce constat, il faut agir sur la réduction de la vulnérabilité des enjeux, c'est-à-dire sur la limitation des éventuels dommages : on parle de mitigation. Celle-ci concerne notamment les biens économiques : les constructions (privées et publiques), les bâtiments industriels et commerciaux, ceux nécessaires à la gestion de crise, les réseaux de communication, d'électricité, d'eau, de communication, etc.

La mitigation suppose notamment la formation des divers intervenants (architectes, ingénieurs en génie civil, entrepreneurs etc.) en matière de conception et de prise en compte des phénomènes naturels (climatiques et géologiques), ainsi que la définition de règles de construction. Leur application doit par ailleurs être garantie par un contrôle des ouvrages. Cette action sera d'autant plus efficace quand tous les acteurs concernés, c'est-à-dire également les intermédiaires tels que les assureurs et les maîtres d'œuvre, y seront sensibilisés.

Si l'État et les communes ont des responsabilités dans ce domaine, les propriétaires, locataires ou plus simples citoyens, peuvent contribuer à se protéger efficacement et diminuer leur propre vulnérabilité. Pour cela, il est primordial que chacun connaisse au préalable le phénomène auquel il est exposé, en s'informant sur sa description, l'accident possible et les dommages potentiels.

Les mesures de réduction de la vulnérabilité ont pour but de mitiger les conséquences néfastes de l'inondation. Ces mesures sont multiples, ils doivent être précédés par la délimitation des zones à risque et la détermination des enjeux (Meriaux – 2001)

##### **II.4.1. Délimitation des zones à risque :**

La délimitation des zones à risque est liée à la capacité hydrologique du bassin versant et la capacité hydraulique à transporter le débit de crue, ainsi que à la distribution des enjeux dans le lit majeur. On distingue généralement plusieurs zones de crues selon les périodes de retour.

##### **II.4.2 Détermination des enjeux**

Toutes les personnes ou leurs biens peuvent être classés comme des enjeux. Ils sont définis par leurs importances socioéconomiques. On cite les suivants :

- Habitations.
- Locaux à évacuation difficile (Les hôpitaux, les garderies d'enfant, les écoles primaires, les foyers de personnes âgées ou déficience intellectuelle).
- Locaux de stockage de matières toxiques.

#### **II.4.3 Réduire la gravité des crues torrentielles**

La prévention en matière de crues torrentielles consiste à effectuer des travaux de correction active ou passive pour réduire le transport solide en provenance du lit et du bassin versant.

Enfin, l'entretien des cours d'eau (curage régulier, entretien des rives et des ouvrages, etc.) est une nécessité pour éviter l'aggravation des inondations. Cet entretien est à la charge du propriétaire, c'est-à-dire l'État ou les collectivités territoriales et leurs regroupements pour les cours d'eau domaniaux et les propriétaires riverains pour les cours d'eau non domaniaux. Dans certains cas de carence, la commune peut se substituer aux propriétaires privés.

## II.5. Modélisation hydraulique des inondations

### II.5.1. Le concept de modèle hydraulique

La modélisation hydraulique vise à prédire numériquement l'évolution spatio-temporelle des caractéristiques hydrauliques au cours d'une crue : débits, vitesses, hauteurs d'eau dans la plaine. Cela permet en particulier de connaître les surfaces inondées, les durées de submersion et la vitesse de montée des eaux au cours de la crue. Un modèle est une représentation schématique, et donc simplifiée, d'un système réel. Les modèles hydrauliques abordés dans cette partie pour déterminer l'ensemble des paramètres supposés connus exactement, distribués (paramètres et variables non uniformes dans l'espace) et mécanistes (mécanismes internes décrit par des lois physiques). Ils sont définis par : (AMBROISE 1998).

- ❖ des équations physiques à résoudre,
- ❖ un domaine de calcul caractérisé par une géométrie (discrétisation spatiale qui définit le type du modèle), des limites dans l'espace et le temps,
- ❖ des paramètres hydrauliques (coefficients de frottement...) et topographiques,
- ❖ des conditions aux limites (la plupart du temps à l'amont et à l'aval de la partie du cours d'eau modélisée),
- ❖ des conditions initiales.

### II.5.2. La physique d'un modèle hydraulique : les équations à résoudre

Les modèles hydrauliques utilisés pour l'étude des inondations de plaine sont pour la plupart basés sur la résolution des équations de Barré de Saint-Venant (équations tridimensionnelles de Navier-Stokes intégrées sur la verticale) (Roux, 2004). Au point M, de coordonnées (X,Y), les équations de Barré de Saint-Venant s'écrivent, dans leur version la moins simplifiée, en absence de singularité hydraulique :

- Équation de la continuité :

$$\boxed{\frac{\partial H}{\partial t} + \nabla(HV) = q_L} \dots\dots\dots (2.3)$$

- Équation de la dynamique (conservation de la quantité de mouvement) :

$$\boxed{\frac{\partial V}{\partial t} + (V \cdot \nabla)V + g \left( \nabla Z + \frac{V \|V\|}{K_s^2 H^{4/3}} \right) = 0} \dots\dots\dots (2.4)$$



## II.5.3 Typologie des modèles

### II.5.3.1 Les modèles bidimensionnels

Ils résolvent les équations bidimensionnelles de Saint-Venant - équations (2.3) et (2.4). Les calculs sont effectués sur un maillage en deux dimensions de plaine d'inondation. Ce maillage peut être régulier ou irrégulier. Au centre de chaque maille, ou sur chaque nœud du maillage, sont imposées une altitude du sol (ou le cas échéant du fond de la rivière) et une valeur des paramètres hydrauliques.

Les modèles bidimensionnels permettent de calculer les champs de hauteur et de vitesse dans chaque maille. Ils ont ainsi pour avantage de représenter les écoulements dans toutes les directions du plan horizontal, en particulier transversales (non parallèles aux cours d'eau). Ils sont couramment utilisés pour accéder au champ des vitesses bidimensionnel. Les points faibles de ces modèles sont une mise en œuvre très lourde et des temps de calculs très longs. C'est pourquoi les modèles 2D sont moins fréquemment utilisés dans un contexte de prévision que les modèles 1D ou hybrides. Par contre, ils sont pertinents dans le cadre de la prévention, où la contrainte de temps est moins importante, ou lorsque la modélisation filaire est mise en défaut. (ROUX – 2004)

### II.5.3.2 Les modèles monodimensionnels (1D)

Les modèles hydrauliques monodimensionnels, aussi appelé 1D ou filaire, reposent sur une représentation géométrique de la plaine (lit mineur compris) sous forme de profils en travers repérés par leur abscisse curviligne sur un profil en long (Figure II.8). Dans cette approche, l'écoulement est considéré canalisé, i.e. organisé suivant une direction préférentielle appelée axe d'écoulement, invariante au cours du temps. (ROUX – 2004)

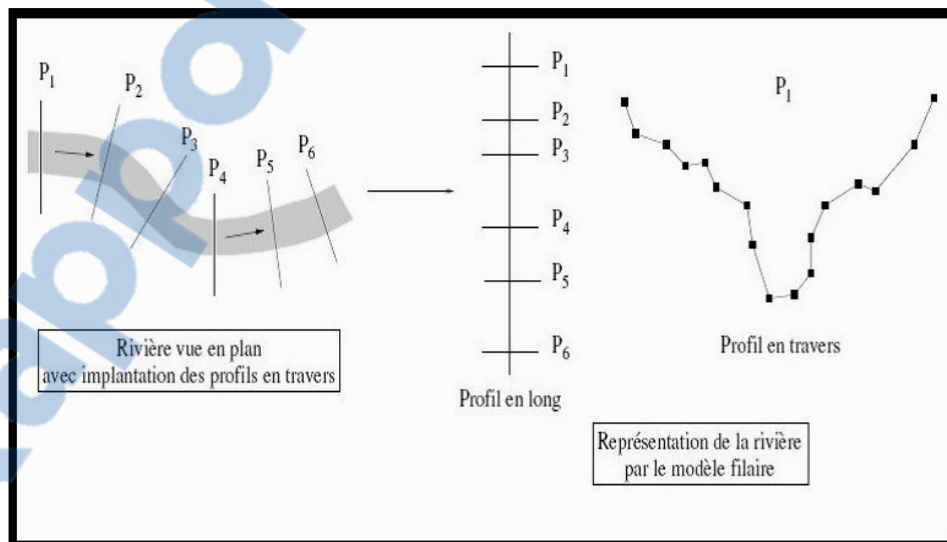


Figure II.8 : Représentation d'un cours d'eau par un modèle monodimensionnel.  
(VARDO – 2004)

En monodimensionnel, en absence de singularité hydraulique, les équations de St-Venant peuvent être simplifiées sous la forme suivante :

- Équation de la continuité :

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_L \dots\dots\dots (2.5)$$

- Équation de la conservation de la quantité de mouvement :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q^2}{S} \right) V + gS \left( \frac{\partial Z}{\partial x} + J \right) = k_L q_L V \dots\dots\dots (2.6)$$

Dans les équations (2.5) et (2.6), S est la section mouillée, c'est-à-dire l'aire de la section transversale occupée par le fluide (m<sup>2</sup>), Q le débit (m<sup>3</sup>/s), q<sub>L</sub> le débit d'apport (q<sub>L</sub> ≥ 0) ou de fuite (q<sub>L</sub> < 0) par unité de longueur (m<sup>2</sup>/s), g l'accélération de la pesanteur (m/s), Z la cote de la surface libre (m), J la pente de la ligne d'énergie (m/m) également appelée perte de charge linéaire, k<sub>L</sub> est un coefficient tel que :

- k<sub>L</sub> = 1 si q<sub>L</sub> < 0
- k<sub>L</sub> = 0 si q<sub>L</sub> ≥ 0

V est la vitesse moyenne dans un profil en travers (m/s), x l'abscisse curviligne (m) et t le temps (s). Par ailleurs, en régime graduellement varié, entre deux profils en travers de la géométrie suffisamment proches, le régime d'écoulement peut être considéré permanent. En conséquence, d'après une extrapolation de la formule de Manning-Strickler (en théorie valable uniquement en régime permanent) :

$$V = K \cdot R_H^{2/3} J^{1/2} \dots\dots\dots (2.7)$$

R<sub>H</sub> désigne le rayon hydraulique (m), quotient de la section mouillée S par le périmètre mouillé. Il est possible d'exprimer perte de charge (J) en fonction des caractéristiques et des paramètres hydrauliques et géométriques et K : coefficient de rugosité (ou de Strickler) du lit.

Avec:

$$J = \frac{Q|Q|}{(k_s \cdot R_H^{2/3} \cdot A)^2} \dots\dots\dots (2.8)$$

Q : Débit du cours d'eau (m<sup>3</sup>/s).

A : Surface transversale en (m<sup>2</sup>)

Dans la formule (2.8), il est important de noter que le seul paramètre indépendant de la topographie de la plaine pour lequel un choix de valeur doit être fait est le K<sub>s</sub>. Par ailleurs, est appelé la débitante hydraulique de la section en travers considérée.

**NB** : dans les modèles hydrauliques anglo-saxons, le coefficient de frottement est plus souvent représenté par le **coefficient de Manning n**, qui n'est autre que l'inverse du coefficient de Strickler.

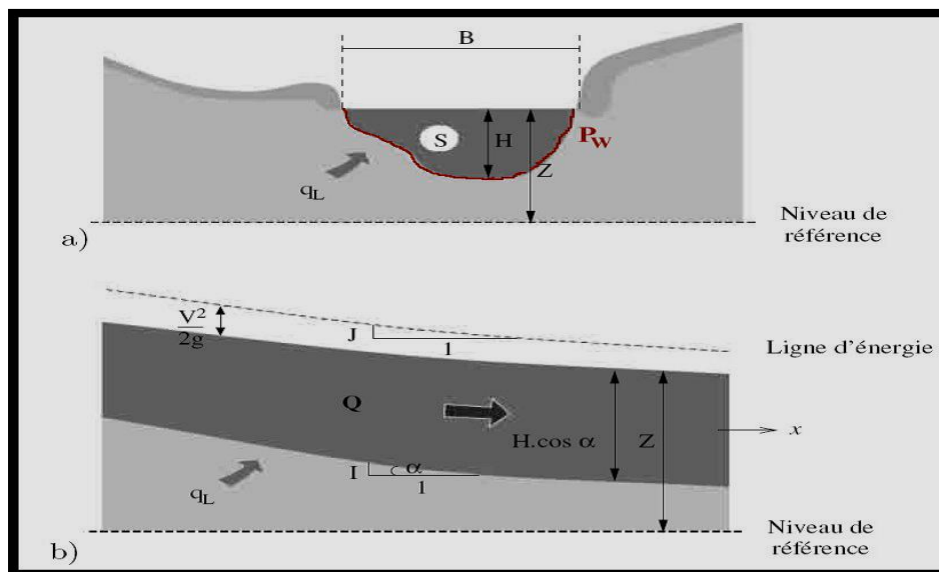


Figure II.9: Variables hydrauliques intervenant dans les équations de Saint-Venant 1D  
a) profil en travers, b) profil en long.

La simplification monodimensionnelle des équations de Barré de Saint-Venant - équations (2.6) et (2.7) - et l'expression de  $J$  - équation (2.8) - impliquent les hypothèses suivantes.

- la surface libre est horizontale sur une section en travers : le niveau d'eau  $y$  est uniforme,
- l'écoulement est graduellement varié,
- la pente moyenne longitudinale de la surface libre est faible,
- l'axe de l'écoulement est assimilé à une ligne droite, c'est-à-dire que le rayon de courbure de l'axe du cours d'eau est très grand,
- les pertes par frottements (c'est à dire l'expression de  $J$ ) peuvent être calculées à l'aide des formules d'écoulement uniforme traditionnelles comme l'équation de Manning-Strickler.

La modélisation hydraulique monodimensionnelle est très pertinente pour des écoulements débordant peu du lit mineur. Les résultats restent satisfaisants lorsque le débordement est important, à condition que la plaine d'inondation ne présente pas de trop fortes singularités, comme des obstacles transversaux par exemple, et que la topologie de la rivière n'évolue pas avec le débit - coupure de méandres, écoulement dans des bras normalement à sec (Roux, 2004). Le principal inconvénient des modèles 1D est de ne pas prendre en considération les écoulements transversaux, ce qui entraîne une incapacité à reproduire les phénomènes de stockage temporaires dans certaines zones des plaines alluviales en période de crue.

### II.5.3.3 Les modèles 1D-casier

Pour surmonter les limites des modèles filaires (en particulier l'absence d'écoulements transversaux) sans pour autant employer des modèles 2D, une solution intermédiaire est offerte dans les modèles hybrides qui combinent les visions 1D et 2D. En particulier, les modèles 1D à casiers complètent la représentation monodimensionnelle en introduisant des zones de stockage. Les limites des zones de stockage sont définies par des structures hydrauliques naturelles (lignes d'arbres, talus...) ou artificielles (digues, voies de circulations surélevées...). Au sein des zones

de stockage, appelées casiers, le niveau d'eau est supposé constant. En conséquence, le comportement hydraulique de chaque casier est défini par une relation hauteur-volume. De plus, la taille et la forme des casiers doivent être ajustées aux caractéristiques hydrauliques (hauteurs d'eau et vitesses) et morphologiques (pentes) de la plaine. Les caractéristiques d'écoulement (remplissage / vidange) entre casiers connexes et entre les casiers et l'écoulement principal sont définies par des lois d'ouvrage, le plus souvent de type déversoir ou vanne. (ROUX – 2004)

#### **II.5.4. Paramètres des modèles hydrauliques**

La liste des paramètres des modèles hydrauliques fournie dans cette section n'est pas exhaustive. Elle représente les paramètres les plus courants dans le cadre de la modélisation hydraulique. (KINGUMBI 2005).

##### **II.5.4.1 Condition initiale et conditions aux limites**

La condition initiale définit la configuration hydraulique de la plaine (valeurs des caractéristiques hydrauliques : débit, vitesses et hauteurs) à l'instant de départ du calcul. En général, la configuration initiale de la plaine n'est pas connue en tout point du maillage du modèle.

Les conditions aux limites définissent les caractéristiques hydrauliques aux limites du domaine de calcul (zones d'apport et de fuite des écoulements). Sans fuites et apports latéraux (autres que ceux de la rivière principale), ces caractéristiques hydrauliques peuvent être l'évolution temporelle des hauteurs d'eau (limnigrammes), des vitesses, des débits (hydrogrammes) ou des relations entre ces variables dans les sections amont et aval du modèle.

##### **II.5.4.2. Le coefficient de rugosité**

Il est également nécessaire de connaître la rugosité (coefficient de Strickler) en chacun des points de calcul. Cependant, cette information est rarement disponible car il est peu envisageable de mettre en œuvre des campagnes de mesure de coefficient de Strickler pour chaque maille du modèle.

Dans sa définition initiale, le coefficient de frottement de Strickler décrit l'état « rugueux » du terrain dans le lit de la rivière. Cette rugosité de surface est le résultat de plusieurs influences :

- la rugosité « de peau » des matériaux constitutifs du lit, c'est-à-dire la taille des aspérités de surface,
- la rugosité « de forme » de ces mêmes matériaux (arêtes tranchantes, arrondies, . . .),
- la rugosité « de morphologie » liée à l'agencement des matériaux.

##### **II.5.4.3. Les lois d'ouvrages**

Les ouvrages (digues, ponts, seuils, barrages, ...) conditionnent les écoulements hydrauliques. En présence d'ouvrages hydrauliques ou dans le cas d'une modélisation hydraulique 1D-casier, le modèle comprend des lois d'ouvrage afin de modéliser les écoulements de façon pertinente sur les ouvrages ou les limites des casiers. Ces lois contiennent un certain nombre de paramètres qui s'ajoutent malheureusement à la liste des paramètres très souvent inconnus a priori.

### **II.5.5. La détermination des paramètres d'un modèle hydraulique**

L'ensemble des paramètres hydrauliques nécessaires à la modélisation hydraulique est rarement connu. Par conséquent, des méthodes de détermination des valeurs de ces paramètres sont nécessaires. Elles nécessitent des connaissances complémentaires comme par exemple des niveaux d'eau, des débits ou des surfaces inondées issues de mesures in situ ou de télédétection (en particulier images satellitaires).

Les méthodes de détermination des paramètres d'un modèle hydraulique peuvent prendre plusieurs formes :

- l'expertise hydraulique : détermination des paramètres a priori à partir de données complémentaires par un expert,
- le calage du modèle hydraulique : recherche, par itération, des paramètres hydrauliques qui permettent de faire concorder au mieux les résultats du modèle à des observations,
- l'inversion mathématique du modèle hydraulique (utilisations de modèle adjoint) : calcul des paramètres hydrauliques à l'origine de résultats de simulation égaux à des observations.

### **II.5.6 Conclusion**

La modélisation hydraulique, bien que plus lourde et plus coûteuse, offre de réelles potentialités de représentation des phénomènes complexes à l'intérieur de la plaine d'inondation. Elle semble l'approche privilégiée pour répondre aux diverses problématiques liées au risque d'inondation, en offrant une représentation multi – échelles de l'inondation qui incorpore l'échelle de l'aménagement et de la réglementation. Ces attentes obligent la détermination des caractéristiques (hauteur, vitesse, durée) à l'échelle locale (échelle de la parcelle cadastrale au minimum) et obligent le recours à des modélisations qui seront dites finement distribuées.

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

Tout régime hydrologique ne peut être catégoriquement perçu, sans avoir besoin d'effectuer une étude avec le plus possible de minutie des circonstances physico géographiques du bassin versant, dont l'interaction et la complémentarité de ses éléments déterminent la variabilité et l'intensité du comportement des phénomènes hydrologiques dans le temps et dans l'espace.

En dépit de cette pénurie en matière de données fiables, nous avons choisit le bassin versant d'oued Ghazouana comme site d'application. Ce choix est basé sur les critères suivants :

- La taille relativement réduite du bassin versant, ce qui nous donne l'avantage de minimiser l'erreur de régionalisation des paramètres hydrologiques.
- La position d'oued Ghazouana qui scinde la ville de Ghazaouet.
- La présence de risque d'inondation de la ville et d'envasement du port prouvé par un historique témoin.
- La disponibilité relative des données sur une partie du bassin versant.

### **III.2 Contexte Géographique :**

La commune de Ghazaouet est attachée administrativement à la wilaya de Tlemcen ; elle prend sa position dans la bande côtière ouest de l'Algérie sur la mer méditerranée, traversée par l'Oued Ghazouana issu de la confluence des deux oueds, Oued Taima qui draine la zone accidentelle de la commune de Djebala et Oued Tlata qui draine une grande partie de la commune de Nedroma (Figure 6.1).

Le bassin versant de la région de Ghazaouet appartient au bassin hydrographique côtier oranais

Classé par l'ANRH sous le code 04. Ce dernier est limité au Nord par la mer Méditerranée ; au Sud et au Sud Est par le bassin de la Tafna (code 16).

L'exutoire du bassin versant d'oued Marsa ou oued Ghazouana est situé à l'ouest du port de Ghazaouet aux coordonnées suivantes :

- 1°52'00''W (longitude)
- 35°06'00''N (latitude)

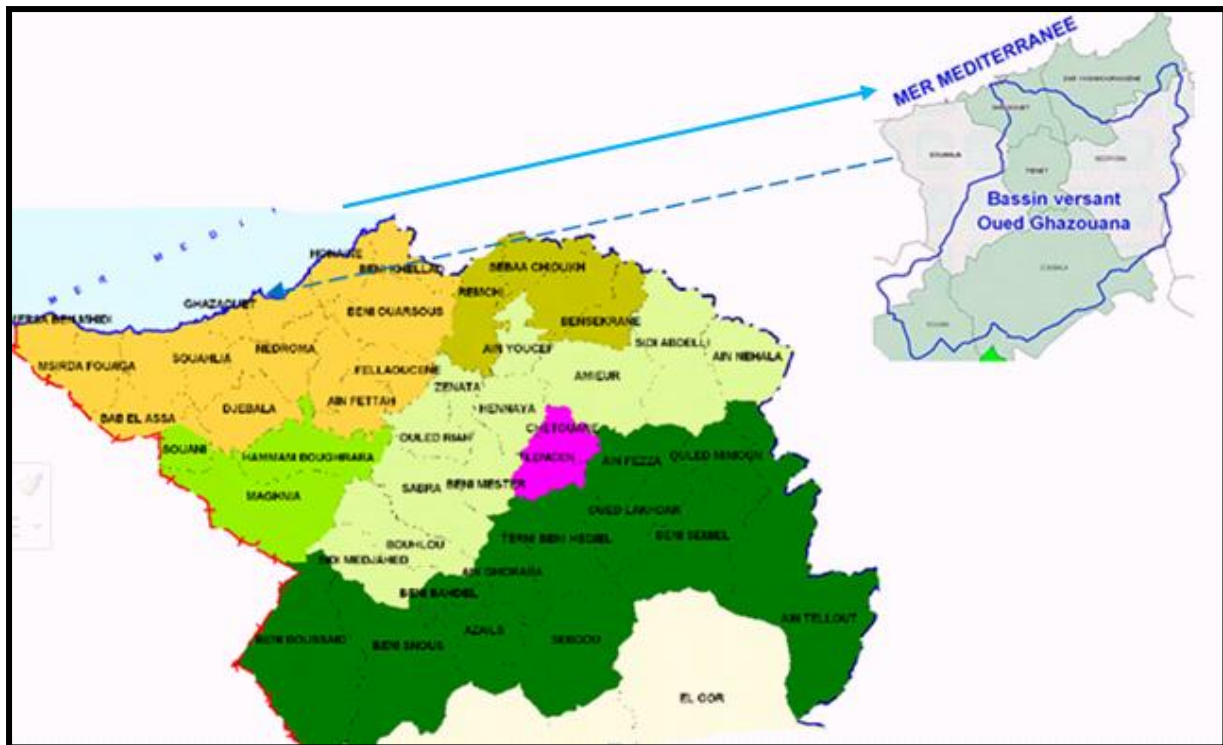


Figure III.1 : Situation géographique de la commune de Ghazaouet (Source : DHW Tlemcen)

### III.3 Contexte Topographique :

Le bassin versant d'oued Ghazouana se situe sur la frange nord orientale de chaîne montagneuse des Traras et s'ouvre sur la mer méditerranée, il se caractérise par un relief accidenté avec des pentes fortes, les altitudes culminent au sud à plus de 1100 mètres au djebel Fllaoucène.

De ce fait, il y'a présomption d'écoulement à des vitesses importantes et une diminution du temps de réponse des crues (les crues éventuelles sont présentes dans un laps de temps assez court).

Les pentes dans la ville de Ghazaouet sont relativement fortes. Elles atteignent 10 à 12%, la zone de faibles pentes ( $I < 2\%$ ) est représentée par la zone basse de la ville à l'embouchure de l'Oued.

Au niveau du Nord – Est le plateau de Sidi Amar surplombe la ville. Il est sous forme triangulaire dont la base atteint 1500 mètres. Le plateau est plat avec des pentes au sommet inférieures à 1.5%. Mais les flancs sont de fortes pentes, abruptes variant entre 10 et 12%.

Au niveau des plateaux d'Addas et Argoub situés à l'Ouest de la ville les pentes varient entre 5 à 12%.

### III.4 Contexte géologique et stratigraphique

La région de Ghazaouet est située à l'extrémité occidentale du Tell méridional constitué par le massif des Traras. Les monts de Traras et la bande côtière de Ghazaouet font partie du domaine externe de l'orogénèse nord magrébin.

### **III.4.1- Schéma géologique :**

Les travaux géologiques menées sur la région et en particulier ceux de permettent de définir les grands traits de cette région que l'on peut diviser en 3 zones, orientées Est-Ouest (DHW- 2006).

- La zone sud comprend la chaîne de Fllaoucène, qui présente une série stratigraphique à peu près complète des schistes primaires aux calcaires du jurassique supérieur. Les épaisseurs des formations calcaires secondaires en font un petit château d'eau régional.
- La zone centrale s'appuie à l'Est sur un petit batholite de granite dit « de Nedroma » ayant servi de matériau de base à une formation de poudingue d'âge permo-triasiques (des beni Menir). C'est une roche très dure dans laquelle il est particulièrement difficile d'effectuer des captages. Quelques petites sources en sont issues. Cette formation disparaît ensuite sous des épanchements basaltiques. Vers l'Ouest se trouve un bassin miocène dont seul le centre est susceptible de contenir une petite nappe (de Sidi Brahim à Bab El Assa).
- Une zone côtière, qui est en fait le déplacement vers le sud et par chevauchement sur la zone précédente, de formations originellement situées à l'emplacement de la mer actuelle. Les formations déplacées comprennent des lambeaux de trias de faciès germanique (marne, gypse, dolomie et roche verte) ayant servi de plan de glissement. Ils sont surmontés de lias calcaire (calcaires massifs parfois entrecoupés de schistes), puis de formations schisteuses attribuées au jurassique supérieur et au crétacé. De plus, quelques grès tertiaires transgressifs subsistent au voisinage même de la côte.

Enfin des épanchements basaltiques sont venus couronner l'ensemble à la suite des mouvements tectoniques. (DHW- 2006).

### **III.4.2 Stratigraphie :**

Sur la carte de la figure III.2 sont représentées les principales formations géologiques de la région de Ghazaouet.

Aux environs de Ghazaouet, on rencontre successivement de bas en haut :

- Le socle schisteux hercynien,
- Le jurassique inférieur : Calcaire ou calcaréo-dolomitique, qui est visible au niveau du port de Ghazaouet au lieu dit « la Grotte », et qui montre de nombreux plissements,
- les grès grossiers du Miocène : Discordant sur le Jurassique. Ces grès souvent argileux, mal lités, plus ou moins consolidés, se retrouvent de part et d'autre de la vallée de l'Oued Ghazouana surplombant la ville de Ghazaouet.
- Les couches rouges : Alluvions continentales anciennes formées par des argiles plus ou moins sableuses avec des niveaux de cailloutis roulés et de petits bancs marno-calcaires plus consolidés. Ces couches rouges peuvent passer latéralement à des sables dunaires à stratifications entrecroisées. Cette formation se situerait au-dessus des grès du miocène.
- les basaltes post-miocènes forment des coulées au-dessus du Jurassique et des couches rouges. Ces basaltes sont visibles à la sortie de la ville.
- Les alluvions sableuses anciennes forment des grès tendres à la base desquels on trouve des cinérites.



- Les alluvions récentes de l'Oued Ghazouana, argilo-sableuses, à niveaux conglomératiques souvent bien développés dans les zones de méandres.

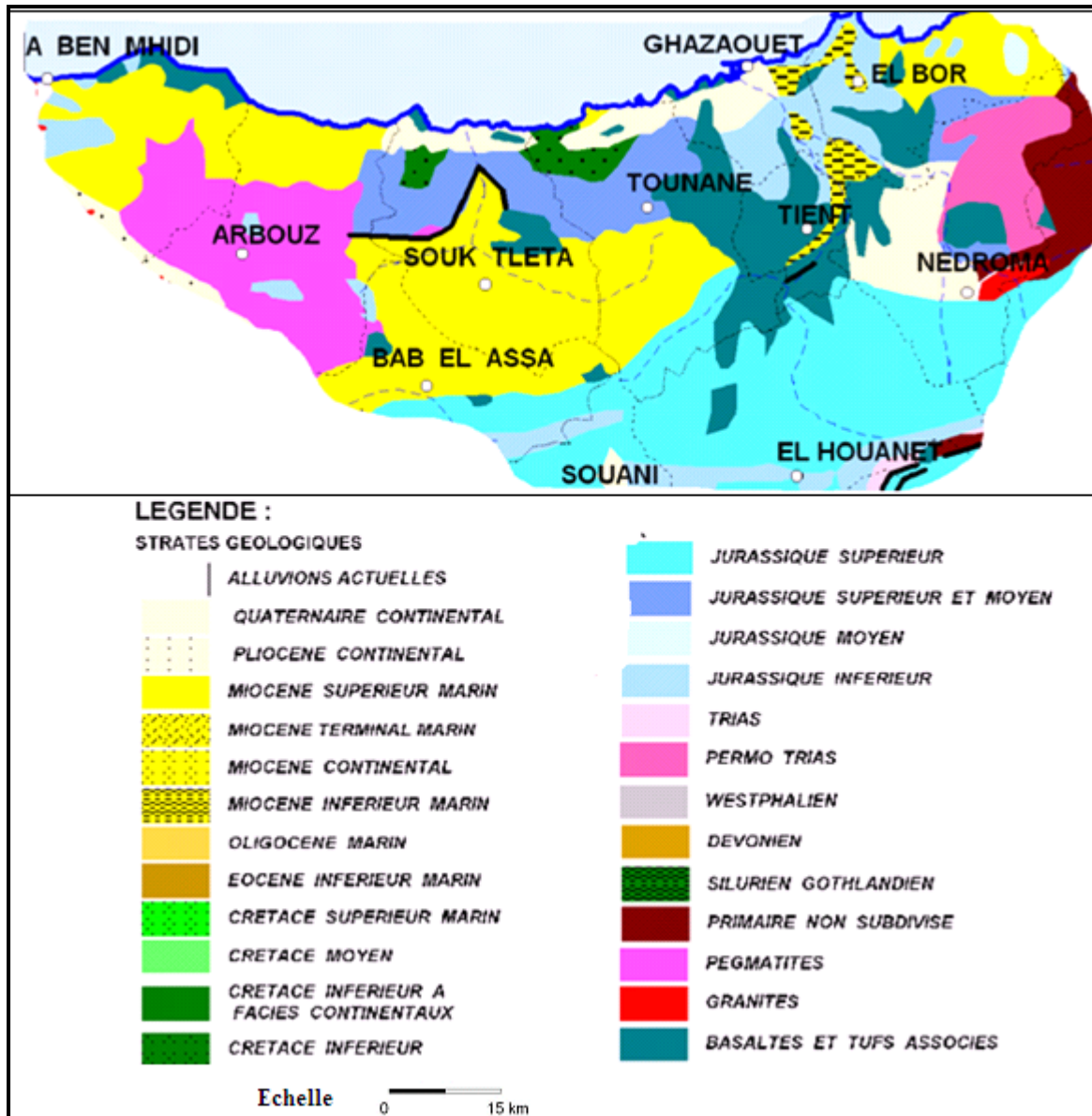


Figure. III.2 Extrait de la carte géologique de la région de Tlemcen. (Source : DHW Tlemcen)

### III.5 Situation Climatique

L'étude du climat est nécessaire, elle nous informe sur la pluviométrie de la région, les températures et les vents. La région de Ghazaouet fait partie de la zone climatique méditerranée. Son climat oscille entre le semi aride et le humide, caractérisé par l'irrégularité de pluies et la sécheresse d'été prolongée. Les pluies dépassent rarement les 500 mm. Ces perturbations sont dues aux facteurs suivants :

- Le rôle que joue la dorsale du moyen atlas du Rif marocain.
- L'orientation Nord Ouest – Nord Est du bâti structural de l'Algérie. Une variation pluviométrique entre les régions Est et Ouest de la même latitude expliqué par le fait que la dorsale du moyen atlas bloque les mouvements ascendants accentués.

### III.5.1 Température

La température moyenne mensuelle varie entre 5 °C et 29.8°C ; avec une moyenne annuelle est de 18.12 °C. Le tableau suivant donne les moyennes arithmétiques de la température interannuelle de la station de Ghazaouet entre (1970-2010).

**Tableau III.1 : Températures moyennes mensuelles et annuelles à la station de Ghazaouet (1970-2010)**

Paramètre	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moyen
Minima	19.1	15	10.3	7	5	7.8	11.4	12.2	15.3	19	21.7	22.4	13.85
Maxima	27.1	22.5	20.9	18.7	17.1	17.7	19	21.3	22.8	24.5	27.3	29.8	22.39
T° Moyen	23.1	18.5	15.6	12.8	11.0	12.7	15.2	16.7	19.0	21.7	24.5	26.1	18.12

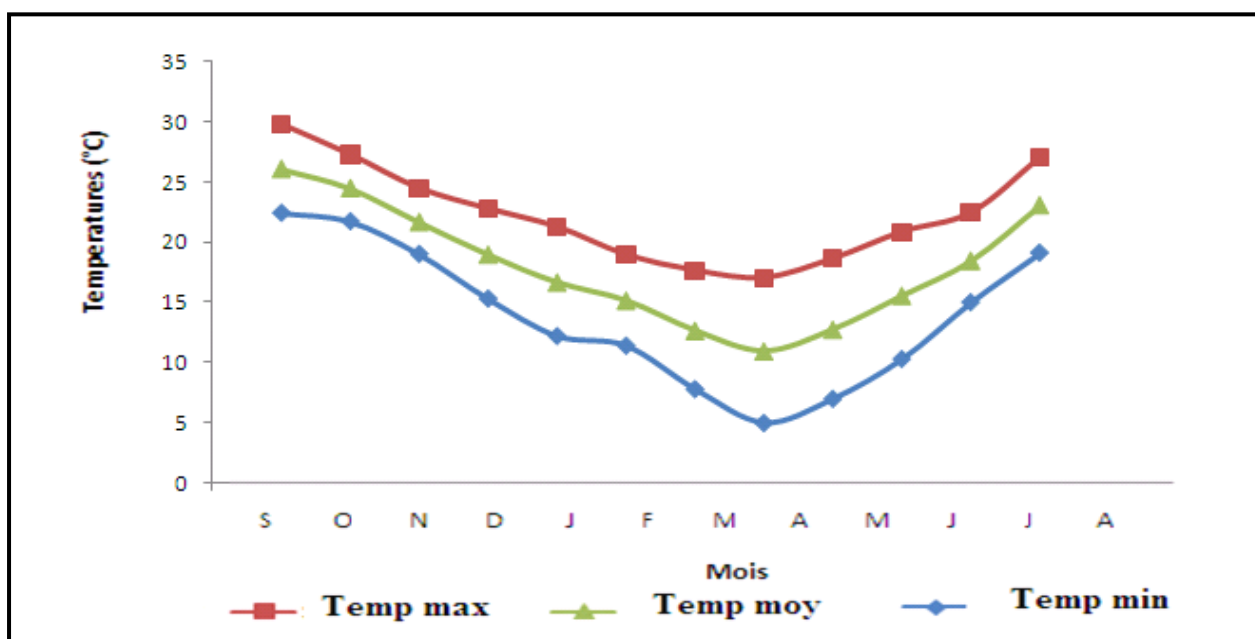


Figure III.3 ; Température minimale, moyenne et maximale de la région de Ghazaouet (période 1970-2010).

La variation des températures moyennes mensuelles de la région de Ghazaouet (Figure III.3) montre que le mois de janvier est le mois le plus froid de l'année avec une température de 11°C et le mois d'août est le mois le plus chaud avec une température de 26.1°C. La température moyenne annuelle du bassin est de 18.12°C.

### III.5.3 Le vent

Les données disponibles sont celles de la station de Ghazaouet. Elles ne reposent que sur la mesure de la vitesse (Tableau : III.2).

**Tableau III.2 : Valeurs de vent**

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
V (m/s)	2.25	2.06	1.82	1.65	1.74	1.80	1.93	2.15	2.36	2.41	2.28	2.05

La vitesse moyenne du vent dans la région étudiée est de l'ordre de 2.04 m/s. cette valeur est relativement constante au cours de l'année, cependant elle est plus forte en été (2.41 m/s), alors qu'elle diminue en hiver jusqu'à 1.65 m/s en décembre.

### III.5.4 Pluviométrie

La région de Ghazaouet est caractérisée par une irrégularité spatiotemporelle de la pluviométrie avec une succession alternée des périodes sèches et humides.

La carte pluviométrique de la figure 1.4 montre que la région de Ghazaouet est située entre les isohyètes 300 mm et 400 mm.

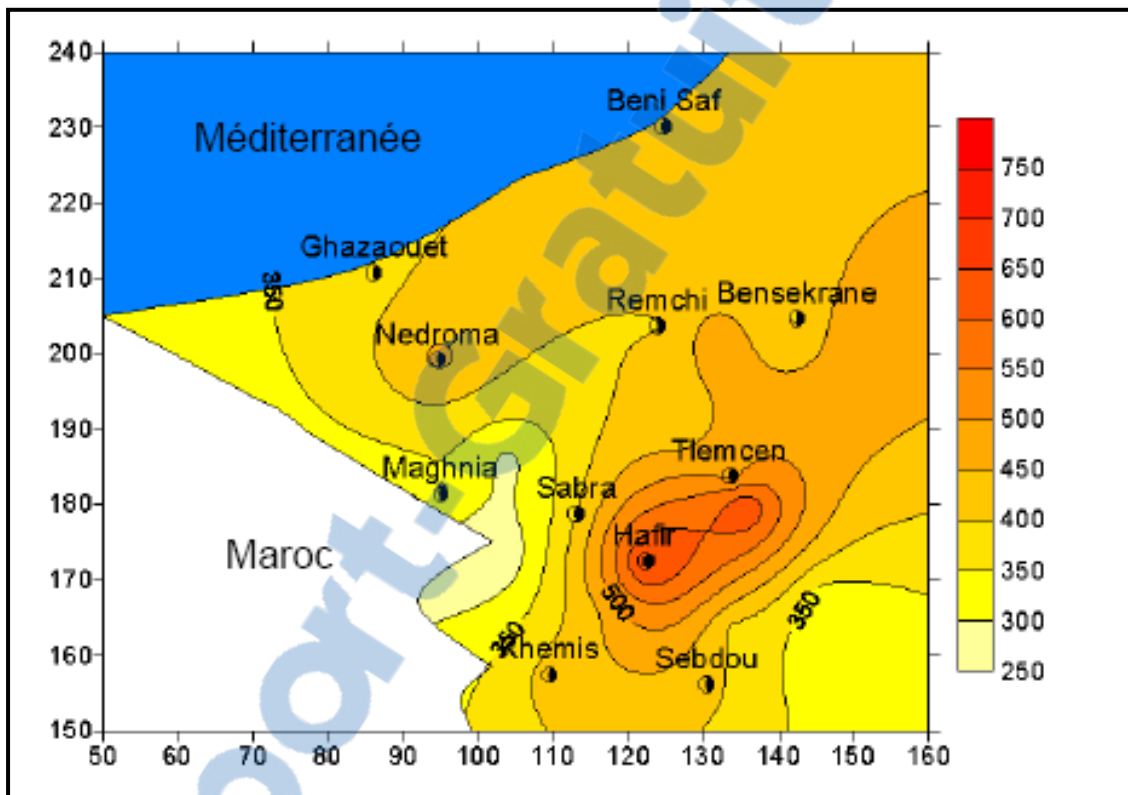


Figure III.4: Carte en isohyète de la région de Tlemcen (1970/98)

(Source : BOUANNAI 2004)

### III.6 Sols et végétation :

Les sols dans la région de Ghazaouet peuvent être subdivisés en trois classes :

- les sols calcaires couvrant une grande partie du bassin où se développent une arboriculture non irriguée et un élevage de montagne,
- Les sols constitués par des croûtes calcaréo-gréseuses ou marno-gréseuses ainsi que des argiles de décalcification où l'on retrouve un couvert forestier bien développé.

La végétation dans le bassin reste étroitement liée à la pluviométrie. En effet, dans le secteur Sud, les zones en cours de reboisement et les forêts claires ainsi que le couvert mort dominant.

Ce type de couvert végétal qui protège mal la texture du sol contre les agents de l'érosion, correspond à la partie du bassin où la pente dépasse 25%. Celle-ci constituerait une zone où l'activité érosive serait très importante



Figure III.5 : Carte d'occupation du sol. (Source : DHW Tlemcen)

### III.7 Bilan de ressources en eau

#### III.7.1 Bilan des eaux potable

Les sources d'alimentation en eau de la ville de Ghazaouet sont réparti dans le tableau ci après :

**Tableau III.3 : sources d'alimentation en eau potable de la ville de Ghazaouet : (Source : DHW Tlemcen 2005)**

Source	Détails
Station de dessalement	Capacité théorique 2 x 2500 m <sup>3</sup> /j Capacité réelle 2700 m <sup>3</sup> /j
Forage	Sidi Ammar et Ouled Ziri Débit : 6 l/s soit m <sup>3</sup> /j
Puits	05 Points Débit 846 m <sup>3</sup> /j soit 10 l/s
Transfert Maghnia-Ghazaouet	7 à 10 l/s
Points d'eau	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ 395 points d'eau</li> <li>▪ 279 puits individuels</li> <li>▪ 15 puits collectifs</li> <li>▪ 45 puits agricoles</li> <li>▪ 3 sources captées</li> <li>▪ 3 sources non captées</li> <li>▪ 15 réservoirs d'eau</li> <li>▪ 2 châteaux d'eau</li> </ul>

### III.7.2 Bilan d'assainissements

La contrainte de la pente pour le collecteur principale et l'ancienneté du réseau produisent le rejet forcé dans l'Oued Ghazouana ce que rend très important la prise en compte de l'assainissement dans tous aménagement projetés. 91 % de la population de la commune de Ghazaouet (37000 hab : l'an 2005) résident dans le chef lieu de la commune soit une densité de 1388 hab/km<sup>2</sup> et rejettent un volume de l'ordre de 4000 m<sup>3</sup>/j.

Les caractéristiques du système d'assainissement de la ville de Ghazaouet sont les suivants :

- 15 points de rejet
- Taux de raccordement 98%
- Réseau (diamètre de 300 – 1250 mm)
- Type unitaire à 80 %.
- Eaux pluviales drainées par l'Oued Ghazouana
- Volume de rejet 4000 m<sup>3</sup>/j.

### III.8 Historique d'aménagement dans le périmètre de Ghazaouet

Afin de lutter contre les problèmes de l'érosion et d'inondations, le périmètre de Ghazaouet a subi des travaux d'aménagement qui datent de 1940, à cette époque les techniques de traitements préconisés ont concerné les zones de montagnes et les versants, et ont fait appel à trois types d'ouvrages :

- Les banquettes d'infiltration
- Les ouvrages de correction torrentielle
- Le reboisement sur les banquettes.

Ces travaux ont été poursuivis après l'indépendance, et on peut distinguer les différents travaux par deux périodes :

La période avant 1970 a été caractérisée par les travaux suivants :

- Reboisement comme facteur social (volontariat) pour lutter contre l'érosion
- Renforcement des infrastructures forestières.
- Réfection et reprise des anciennes banquettes

Après, les travaux ont été orientés ; essentiellement vers les aménagements intégrés qui concernent plusieurs volets.

Le volet DRS (défense et restauration de sol) destiné aux secteurs de forêts et d'hydraulique et caractérisé par des travaux antiérosifs par les moyens mécaniques et biologiques.

Le volet confié à l'agriculture de montagnes traduit par la vulgarisation des nouvelles techniques culturales ainsi que des plantations fruitières et fourragères.

Ces travaux d'aménagement du périmètre de Ghazaouet ont donné des résultats palpables, mais c'est le manque d'entretien et de suivi de travaux qui faisait défaut.

Les crues d'Oued Ghazouana ont causé des dégâts importants au niveau de la ville de Ghazaouet et son port, et ce même avant l'année 1940, de même les apports solides déversés à l'entrée du port ont été estimé à plus de 25000 m<sup>3</sup>/an. (DHW Tlemcen).

### III.8.1 Travaux réalisés depuis la création du périmètre

#### III.8.1.1 Période de 1944 à 1969

Les travaux ont concerné 11500 ha résumés comme suit :

- Réalisation de fossés de protection
- Réalisation des banquettes cultivables
- Réalisation des ceintures en pierres.
- Protection des talwegs par seuils en maçonnerie et pierres.
- Plantation d'arbres fruitières et fourragères (amandes, figuiers, oliviers..etc.)

#### III.8.1.2 Période de 1970 à 1991

Les travaux dans cette période concernent les opérations de reboisement, de réhabilitation et d'entretien des anciennes banquettes, ainsi que des corrections torrentielles.

**Tableau III.4 : récapitulatif des travaux.(Chachoua 2010)**

Action	Volume
Corrections torrentielles	20000 ha
Aménagement points d'eau	04 points
Réfection des banquettes	400 ha
Ouvertures de pistes	20 km
Aménagement de pistes	30 km

### III.9 Caractéristiques physiques et leur influence sur l'écoulement des eaux.

Les caractéristiques physiographiques d'un bassin versant influencent fortement sa réponse hydrologique, et notamment le régime des écoulements en période de crue ou d'étiage.

Le temps de concentration  $t_c$ , caractérise en partie la vitesse et l'intensité de la réaction du bassin versant à une sollicitation des précipitations, est influencé par diverses caractéristiques morphologiques : en premier lieu, la taille du bassin (sa surface), sa forme, son élévation, sa pente et son orientation. A ces facteurs s'ajoutent encore le type de sol, le couvert végétal et les caractéristiques du réseau hydrographique. Ces facteurs, d'ordre purement géométrique ou physique, s'estiment aisément à partir de cartes adéquates ou en recourant à des techniques digitales et à des modèles numériques.

### III.10 Caractéristiques géométriques du bassin versant de l'oued Ghazouana

#### III.10.1 La surface du bassin versant :

Le bassin versant étant l'aire de réception des précipitations et d'alimentation des cours d'eau, les débits vont être en partie reliés à sa surface.

La surface du bassin versant peut être mesurée par superposition d'une grille dessinée sur papier transparent, par l'utilisation d'un planimètre ou, mieux, par des techniques de digitalisation.

Le bassin versant d'Oued Ghazouana est de 294 km<sup>2</sup> de superficie répartie en deux sous bassins principaux celui d'Oued Tlata et d'Oued Taima. Le périmètre planimétré présenté par la ligne de partage des eaux est de 102 km.

**III.10.2 La forme :**

La forme du bassin versants peut avoir des conséquences hydrologiques importantes, notamment sur la relation pluie-débit et l'évolution des écoulements en période de crue, autrement dit, outre la nature de l'averse, ce sont les caractéristiques morphologiques du bassin qui conditionnent l'allure de l'hydrogramme observé à l'exutoire, plusieurs formules et indices permettent de chiffrer ces caractéristiques.

**A- Coefficient de compacité K<sub>c</sub>**

Défini comme le rapport du périmètre du bassin au périmètre du cercle ayant la même surface. Cet indice qui caractérise la forme du bassin versant est donné par la relation suivante :

$$K_c = \frac{p}{2 \cdot \sqrt{\pi \cdot A}} \cong 0.28 \cdot \frac{P}{\sqrt{A}} \dots\dots\dots (3.1)$$

Où

**p**: Périmètre du bassin versant.

**A** : Surface du bassin versant.

**III.10.3 Le relief**

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

**A- La courbe hypsométrique**

La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique sur la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude représentée en ordonnée. Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude. La forme de cette courbe donne implicitement une certaine idée sur les pentes des bassins et leurs répartitions en altitude et permet d'apprécier le potentiel érosif du bassin versant. La courbe hypsométrique est déterminée par planimétrie des surfaces entre les courbes de niveau.

**B- Altitudes caractéristiques :**

Certain altitudes sont notées pour caractériser les bassins versants.

- L'altitude moyenne, c'est l'altitude qui correspond à la moyenne de la courbe Hypsométriques.

$$H_{moy} = \sum \frac{A_i \cdot h_i}{A} \dots\dots\dots (3.2)$$

**Avec :**

$H_{moy}$  : Altitude moyenne du bassin [m].

$A_i$  : Aire comprise entre deux courbes de niveau [km<sup>2</sup>].

$h_i$  : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau [m].

**A:** Superficie totale du bassin versant [km].

- L'altitude la plus fréquente, c'est le maximum de la courbe des fréquences altimétriques.
- L'altitude de fréquence 1/2, c'est l'altitude qui correspond au point d'abscisse 1/2 de la courbe hypsométrique.

**C- Rectangle équivalent :**

Partant de l'indice de compacité de Gravilius, il est possible suivant la méthode de **Roche** d'établir un rectangle représentatif de deux bassins versants (Tlata- Taima) de la région de Ghazouana dont les paramètres est :

➤ Le périmètre du rectangle équivalent vaut :  $P = 2 \cdot (L + l)$ ..... (3.3)

➤ La surface :  $A = L \cdot l$  ..... (3.4)

➤ Le coefficient de compacité :  $K_c = 0.28 \cdot \frac{P}{\sqrt{A}}$ ..... (3.5)

En combinant ces trois relations, on obtient :

$$L = \frac{k_c \cdot \sqrt{A}}{1.12} \cdot \left( 1 + \sqrt{1 - \left( \frac{1.12}{k_c} \right)^2} \right) \dots\dots\dots (3.6)$$

Le tracé des droites de niveau du rectangle équivalent découle directement de la répartition hypsométrique cumulée.

**D- L'indice de pente ip**

Cet indice se calcule à partir du rectangle équivalent. Il est égal à la somme des racines carrées des pentes moyennes de chacun des éléments pondérés par la surface intéressée, soit :

$$I_p = \frac{1}{L} \sum_{i=1}^n \left( X_i \cdot \sqrt{\frac{d}{X_i}} \right) \dots\dots\dots (3.7)$$

**Où**

$I_p$ : Indice de pente [%],

**L:** Longueur du rectangle [m],



$X_i$ : Distance qui sépare deux courbes sur la longueur du rectangle [m] (la largeur du rectangle étant constante, cette distance est égale au facteur de pondération),

$d$ : Distance entre 2 courbes de niveau successives (peut être variable) [m],

$\frac{d}{x_i}$ : Pente moyenne d'un élément [%].

**E- L'indice de pente global  $I_g$**

Le relief joue un rôle important, car il commande en grande partie l'aptitude au ruissellement des terrains. Son appréhension peut être faite à l'aide de l'indice de pente global  $I_g$  donné par la relation :

$$I_g = \frac{D}{L} \dots\dots\dots (3.8)$$

Où,

$I_g$  : Indice globale de Roche

$L$ : Longueur du rectangle équivalent [m],

$D$ : Dénivelée (m).

Avec :  $D = H_5\% - H_{95}\%$

Sur la courbe hypsométrique déjà tracée, on prend les points tels que la surface supérieure ou inférieure soit égale à 5% de la surface totale.  $H_5$  et  $H_{95}$  sont les altitudes entre lesquelles s'inscrivent 90% de la surface du bassin.

**Tableau III.5 : Classification du relief selon  $I_g$  par l'ORSTOM.**

Relief très faible	$I_g < 0.002 \text{ m/km}$
Relief faible	$0.002 < I_g < 0.005$
Relief assez faible	$0.005 < I_g < 0.01$
Relief modéré	$0.01 < I_g < 0.02$
Relief assez fort	$.02 < I_g < 0.05$
Relief fort	$0.05 < I_g < 0.5$
Relief très fort	$0.5 \text{ m/km} < I_g$

**F- Dénivelée spécifique :**

L'indice  $I_g$  décroît pour un même bassin lorsque la surface augmente, il était donc difficile de comparer des bassins de tailles différentes.

La dénivelée spécifique  $D_s$  ne présente pas cet inconvénient : elle dérive de la pente globale  $I_g$  en la corrigeant de l'effet de surface admis étant inversement proportionnel à  $\sqrt{A}$ :

Il est donnée par :

$$D_s = I_g \cdot \sqrt{A} \dots \dots \dots (3.9)$$

**Tableau III.6: Classification du relief selon D<sub>s</sub>.**

1	relief très faible	<b>D<sub>s</sub>&lt;10</b>
2	faible	10< D <sub>s</sub> <25
3	Assez faible	25<D <sub>s</sub> <50
4	Modéré	50< D <sub>s</sub> <100
5	Assez fort	100< D <sub>s</sub> <250
6	Fort	250< D <sub>s</sub> <500
7	Très fort	500<D <sub>s</sub>

**G- La pente moyenne du bassin versant**

La pente moyenne est une caractéristique importante qui renseigne sur la topographie du bassin versant.

Elle donne une bonne indication sur le temps de parcours du ruissellement direct - donc sur le temps de concentration t<sub>c</sub> - et influence directement le débit de pointe lors d'une averse.

Plusieurs méthodes ont été développées pour estimer la pente moyenne d'un bassin. Toutes se basent sur une lecture d'une carte topographique réelle ou approximative. La méthode consiste à calculer la moyenne pondérée des pentes de toutes les surfaces élémentaires comprises entre deux altitudes données. Une valeur approchée de la pente moyenne est alors donnée par la relation suivante :

$$I_{moy} = \frac{D \cdot L}{A} \dots \dots \dots (3.10)$$

Où :

**I<sub>moy</sub>**: Pente moyenne [m/km ou ‰].

**L** : Longueur totale de courbes de niveau [km].

**D** : Équidistance entre deux courbes de niveau [m],

**A** : Surface du bassin versant [km<sup>2</sup>].

**H- Densité de drainage (D<sub>d</sub>)**

Appelée aussi la densité de thalwegs, elle est définie comme étant le rapport de la somme des longueurs des cours d'eau de tout les ordres sur la surface drainée.

$$D_d = \frac{\sum L_i}{A} \dots \dots \dots (3.11)$$

**D<sub>d</sub>** : Densité de drainage.

**L** : Longueur cumulée de tous les thalwegs du bassin en km.

**A** : Surface du bassin en km<sup>2</sup>.

### I- Fréquence des cours d'eau

Elle représente le nombre des canaux d'écoulement par unité de surface.

$$F = \frac{\sum N_i}{A} \dots\dots\dots (3.12)$$

**Avec :**

F : densité du réseau hydrographique (Km<sup>-2</sup>).

N<sub>i</sub> : nombre de cours d'eau.

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

### L- Coefficient de Torrentialité :

C'est un coefficient qui tient compte à la fois de la densité des thalwegs élémentaires par la densité de drainage :

$$C_t = D_d \cdot F \dots\dots\dots (3.13)$$

D<sub>d</sub> : densité de drainage.

F : fréquence des thalwegs élémentaires.

### M- Temps de Concentration

C'est le temps nécessaire à une particule d'eau pour s'écouler depuis l'élément hydrologiquement le plus éloigné du bassin versant jusqu'à l'exutoire.

Théoriquement on estime que T<sub>c</sub> est la durée comprise entre la fin de la pluie nette et la fin de ruissellement.

Pratiquement le temps de concentration peut être déduit des mesures sur le terrain ou s'estimer à l'aide des formules empiriques :

- **Formule de Giandotti**

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5 \cdot L_p}{0,8 \cdot \sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots (3.14)$$

Où :

**T<sub>c</sub>** : Temps de concentration en (heurs)

**L<sub>p</sub>** : Longueur du talweg principale (Km).

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

**H<sub>moy</sub>** : Altitude moyenne du bassin versant (m). Formule (6.3)

**H<sub>min</sub>** : Altitude minimale du bassin versant (m).

- **Formule de CALIFORNIA**

$$T_c = \left( \frac{0.87 \cdot L^3}{H_{\max} - H_{\min}} \right)^{0.386} \dots\dots\dots (3.15)$$

$T_c$  : Temps de concentration en (heurs)

$L$ : Longueur du talweg principal en [Km];

$H_{\max}$ ,  $H_{\min}$ : Respectivement l'altitude maximale et minimale du B.V en [m].

- **Formule de KIRPICH**

$$T_c = 0.6615 \cdot L_p^{0.77} \cdot I_{\text{moy}}^{0.385} \dots\dots\dots (3.16)$$

$T_c$  : Temps de concentration en (heurs)

$L_p$  : Longueur du cours d'eau principal (km)

$I_{\text{moy}}$  : Pente moyenne du bassin.

- **Formule de VENTURA**

$$T_c = 0.1272 \cdot \sqrt{\frac{A}{I_{\text{moy}}}} \dots\dots\dots (3.17)$$

$A$ : Surface du bassin versant ( $\text{Km}^2$ ).

$I_{\text{moy}}$  : Pente moyenne du bassin.

$T_c$  : Temps de concentration en (heurs)

## N- Le coefficient de ruissellement

Pour caractériser la capacité d'un bassin versant à ruisseler un indice est très souvent utilisé en hydrologie de surface : le coefficient de ruissellement ( $C_r$ ). Son calcul et son emploi sont simples, mais notons qu'il peut conduire à commettre de grossières erreurs. Ce coefficient (en %) est défini comme suit :

$$C_r = \frac{\text{Hauteur d'eau ruisselle (mm)}}{\text{Hauteur d'eau des Précipitation (mm)}} \dots\dots\dots (3.18)$$

Ce coefficient est fortement influencé par la couverture du sol comme le montre le tableau suivant dans lequel les quelques valeurs de ce coefficient issues des normes suisses sont présentées.

**Tableau III.7: Valeurs du coefficient de ruissellement pour différentes couvertures du sol**

Nature superficielle du bassin versant	Coefficient de ruissellement $C_r$
Bois	10%
Prés, champs cultivés	20%
Vignes, terrains nus	50%
Rochers	70%
Routes sans revêtement	70%
Routes avec revêtement	90%
Villages, toitures	90%

### III.11 Etude des bassins versants d'oueds (Tlata et Taima) composant le bassin versant d'oued Ghazouana. :

D'après la carte topographique du bassin versant d'Oued Ghazouana nous distinguons plusieurs oueds :

- Oued et Marsa (Ghazouana) qui passe au milieu de la ville de Ghazaouet et constitue le cours d'eau principal du bassin.
- Oued Taima au sud de la commune de Ghazaouet et Tient et Oued Tlata qui draine l'Est et le sud du bassin constituent les principaux affluents d'Oued Ghazouana qu'ils rejoignent à l'amont de Djamaa Essakhra.
- Oued El-Aoun qui se trouve à l'extrémité sud du bassin versant et constitue le principal affluent de oued Taima.
- Oued Sbair qui draine la commune de Nedroma et se jette dans Oued Tlata.

De la, on peut dire que le bassin versant de Oued Ghazouana regroupe deux sous bassin versant, le sous bassin de Oued Tlata et le sous bassin de Oued Taima (figure III.6)

L'étude du bassin versant d'Oued Ghazouana portera sur l'étude des deux sous bassins versants.

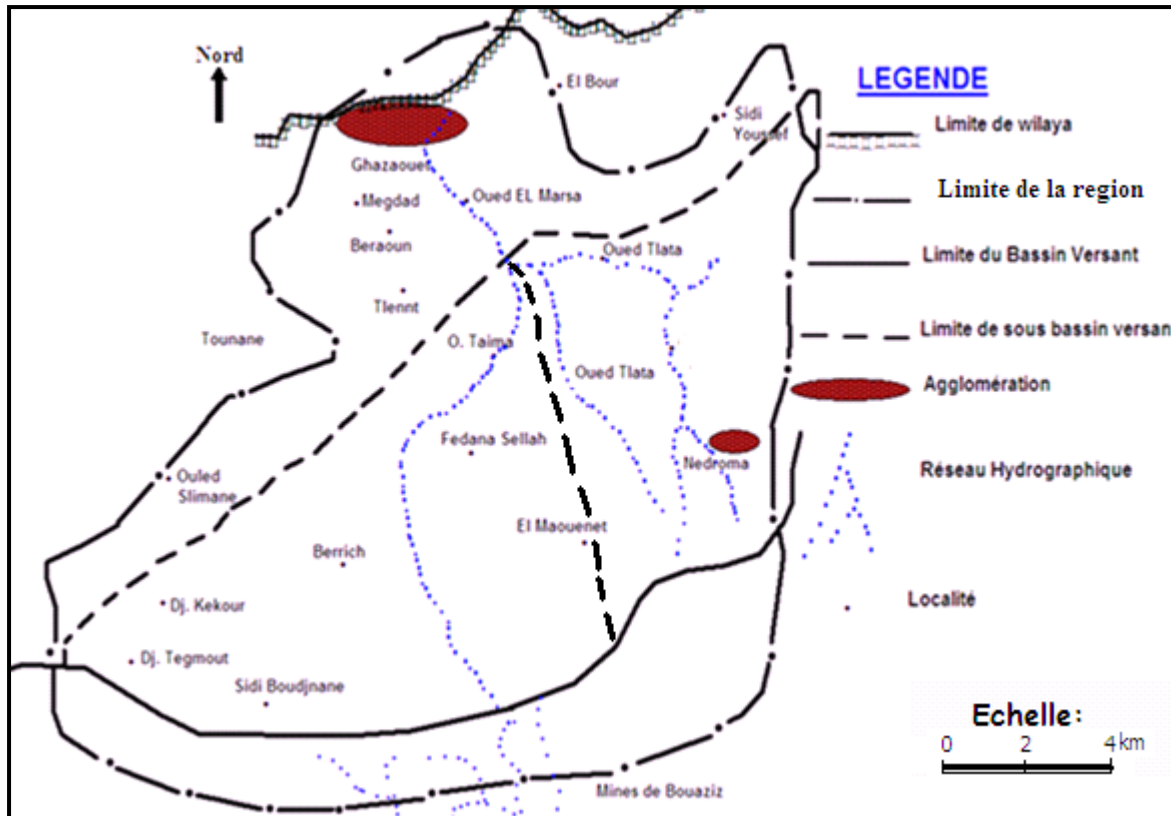


Figure III.6 : Les principaux Bassins versants des deux Oueds (Oued Tlata et Oued Taima).

### III.11.1 Etude des deux Bassins versants (Oued Tlata et Oued Taima).

#### A- Les caractéristiques géométriques de deux bassins versants:

Les caractéristiques géométriques sont regroupées sur le tableau 6.10.

Tableau III.8 : Représentations les paramétrés de forme des deux bassins versants

Bassin Versant	A (Km <sup>2</sup> )	P (Km)	Kc	L <sub>re</sub> (Km)	L <sub>re</sub> (Km)
Oued Tlata	88.7	50	1.48	20.718	4.281
Oued Taima	137.67	57.11	1.36	22.31	6.61

La valeur de l'indice de compacité de Gravelius **Kc = 1,48** pour le bassin versant de l'Oued Tlata, et **Kc= 1.36** pour le bassin versant de l'oued Taima nous permet de classer ces bassins parmi les bassins de forme allongée c'est-à-dire trois à quatre fois plus long que large, cette forme favorise des temps plus long d'acheminement de l'eau à l'exutoire.

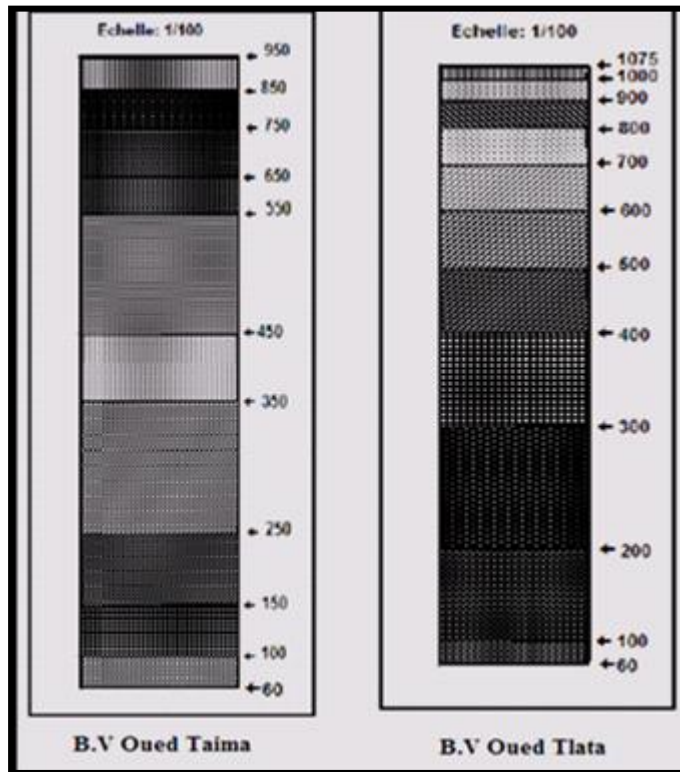


Figure III.7 : Rectangle équivalent des bassins versants des oueds Tlata et Taima

**B- Organisation du réseau hydrographique**

Le réseau hydrographique (figure III.8) a été conditionné par des pulsations orogéniques et la nature lithologique qui ont obligé l'eau à ruisseler au sein d'une succession de dépression et de ravins.

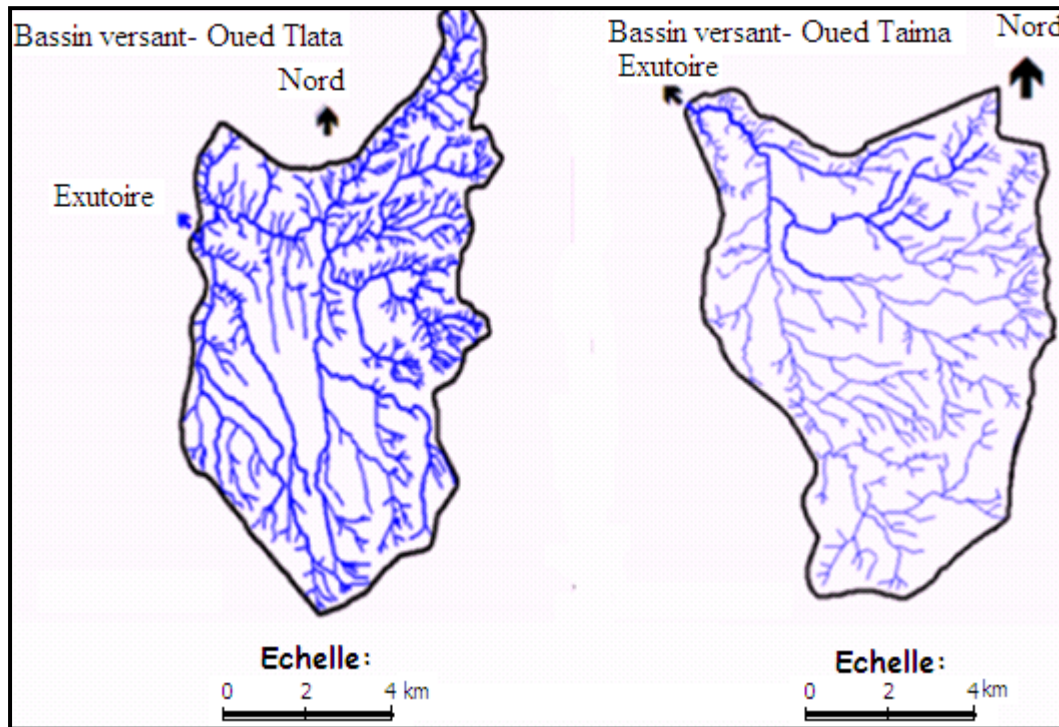


Figure III.8: réseau hydrographique des bassins versants des oueds Tlata et Taima

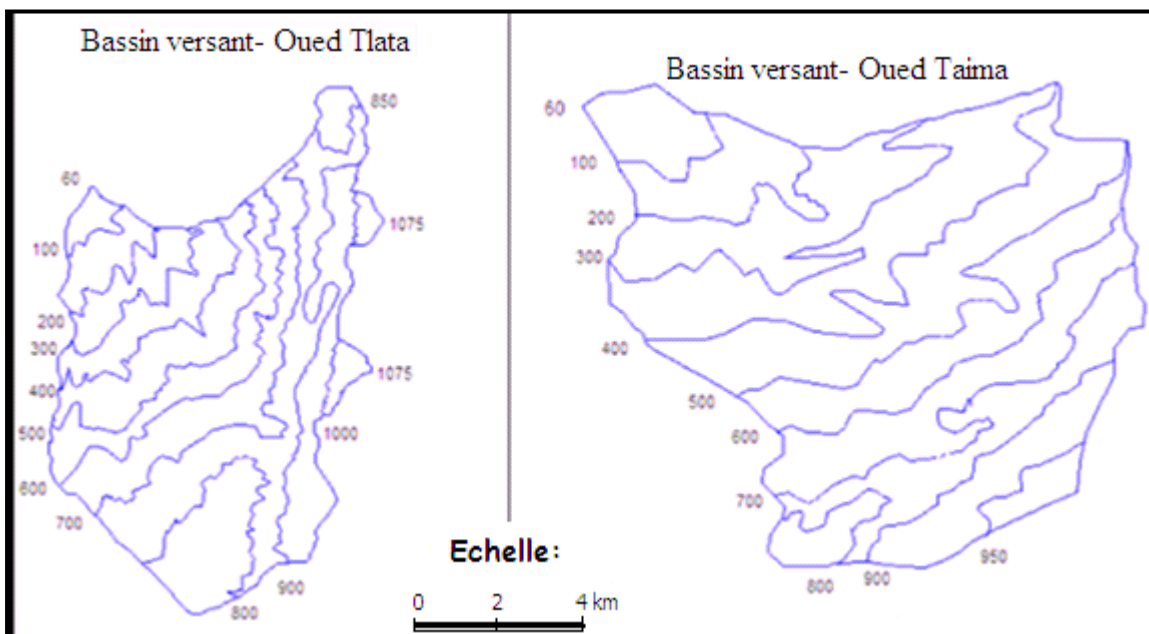


Figure III.9 : Répartition altimétrique des bassins versants des oueds Tlata et Taima



### C.- Courbe hypsométrique

La répartition du bassin versant par tranches d'altitude donne une importance capitale pour les études hydrologiques du fait que la plupart des facteurs météorologiques et hydrologiques sont influencés par l'altitude. Ainsi on a eu recours à la planimétrie des surfaces comprises entre les courbes de niveau pour le bassin versant de l'oued Tlata et Oued de Taima. (Figures III.10– III.11)

**Tableau. III.9 : Répartition du bassin versant d'oued Tlata en tranches d'altitudes :**

Tranche d'altitude (m)	Si (Km <sup>2</sup> )	% Si	Si cumulées (Km <sup>2</sup> )	% Si cumulés
1075 à 1000	0.58	0.65	0.58	0.65
1000 à 900	2.05	2.31	2.63	2.97
900 à 800	2.51	2.83	5.14	5.79
800 à 700	2.75	3.10	7.89	8.90
700 à 600	4.59	5.17	12.48	14.07
600 à 500	7.61	8.58	20.09	22.65
500 à 400	9.35	10.54	29.44	33.19
400 à 300	14.03	15.82	43.47	49.01
300 à 200	29.73	33.52	73.2	82.53
200 à 100	14.98	16.89	88.18	99.41
100 à 60	0.58	0.65	88.76	100

**Tableau. III.10 : Répartition du bassin versant d'oued Taima en tranches d'altitudes :**

Tranche d'altitude (m)	Si (Km <sup>2</sup> )	% Si	Si cumulées (Km <sup>2</sup> )	% Si cumulés
950 à 900	0.73	0.530	0.73	0.530
900 à 800	3.7	2.688	4.43	3.218
800 à 700	8.43	6.123	12.86	9.341
700 à 600	9.89	7.184	22.75	16.525
600 à 500	26.50	19.249	49.25	35.774
500 à 400	26.21	19.038	75.46	54.812
400 à 300	18.49	13.431	93.95	68.243
300 à 200	36.29	26.360	130.24	94.603
200 à 100	6.79	4.932	137.03	99.535
100 à 60	0.64	0.465	137.67	100.000

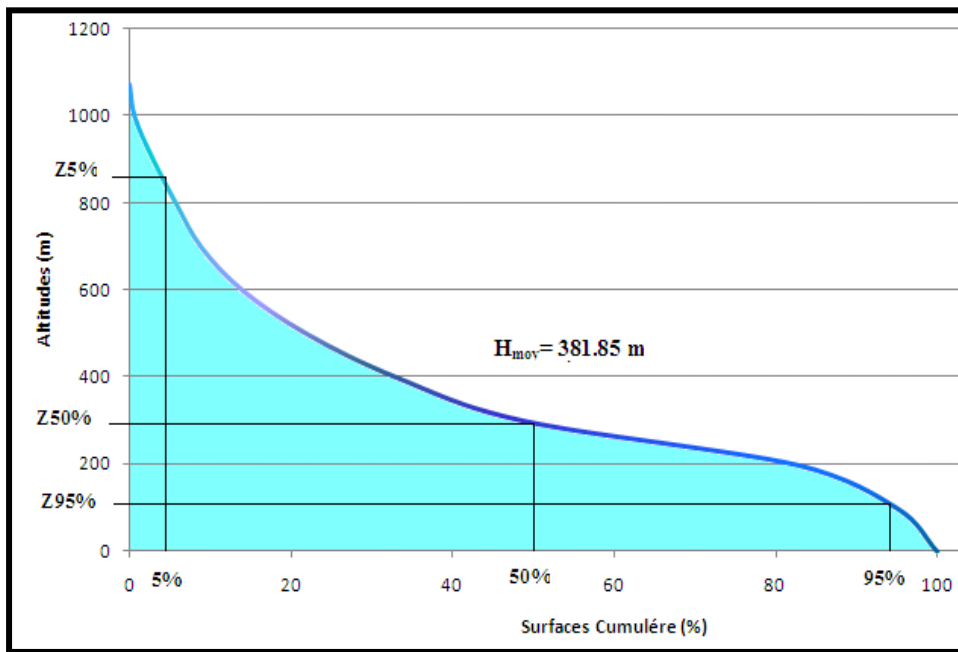


Figure III.10 : Courbe Hypsométrique de l'Oued Tlata

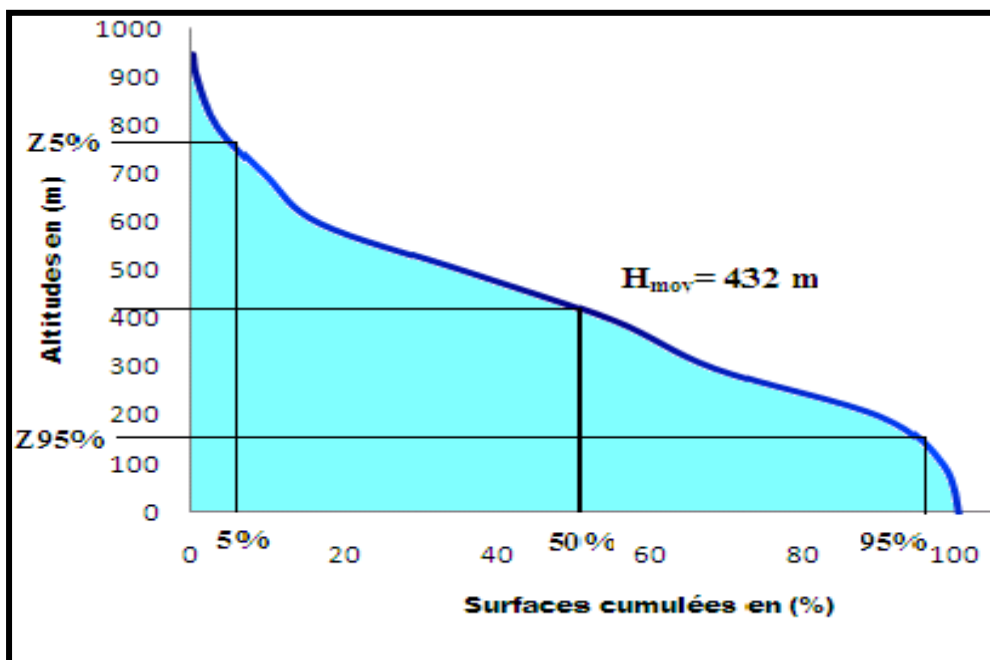


Figure III.11 : Courbe Hypsométrique de l'Oued Taima

Tableau III.11 : Caractéristiques physiques des deux bassins versants Tlata et Taima

Désignation	Symbole	Unité	Bassins Versants	
			Oued Taima	Oued Tlata
Superficie du bassin versant	S	$K_m^2$	137.67	88.7
Périmètre	P	$K_m$	57.11	50
Altitude maximale	$H_{max}$	m	950	1075
Altitude moyenne	$H_{moy}$	m	432	381.85
Altitude minimale	$H_{min}$	m	60	60
Altitude correspondante à 5% de surface bassin versant	H5%	m	780	865
Altitude correspondante à 50% de surface bassin versant	H50%	m	415	295
Altitude correspondante à 95% de surface bassin versant	H95%	m	168	115
Indice de compacité	$K_C$	-	1.36	1.48
La pente moyenne	I	‰	40.11	49
Indice de pente globale	$I_g$	‰	25.47	33.01
Longueur du talweg principal	$L_P$	$K_m$	12.8	7.5
Longueur du rectangle équivalent	L	$K_m$	22.31	20.71
Largeur du rectangle équivalent	L	$K_m$	6.61	4.281
Densité de drainage	$D_d$	$K_m / K_m^2$	2.25	3.19
Dénivelée spécifique	$D_S$	-	298.84	310.89
Fréquence des talwegs élémentaires	F	-	2.5	5
Coefficient de torrentialité	$C_t$	-	5.62	15.93
Temps de concentration	$T_C$	h	3.39	2.91
Vitesse de ruissellement	$V_r$	$K_m/h$	3.77	2.57

### III.12 Analyse des données pluviométriques :

#### III.12.1 Caractéristiques de la station pluviométrique

Dans le but de cerner les caractéristiques climatiques de la zone d'étude; le choix a été fixé sur les deux stations météorologiques au niveau du B.V celle de Ghazaouet qui se situe à l'aval du bassin versant et celle de Nedroma à l'amont Tableau (III.12)

**Tableau III.12 : Présentation de station pluviôse**

Station	Coordonnées Lambert	Altitude en (m)	Date de mise en service	Code de Station
Ghazaouet	X= 81.138 (km) Y=201.365 (km)	4	Récente : 1971-2010	040101
Nedroma	X=77.2 (km) Y=193.1 (km)	427	Récente : 1973-2008	040109

#### III.12.2 Précipitations moyenne annuelles

La quantité d'eau reçue par le bassin versant de Ghazaouet est un élément de base important pour caractériser son climat. Les Précipitations moyennes annuelles peuvent être déterminées par trois méthodes principales ; la méthode de la moyenne arithmétique, la méthode de Thiessen et la méthode d'isohyètes, mais pour notre cas nous avons utilisé la méthode de la moyenne arithmétique.

#### III.12.3 Calcul des précipitations moyennes sur un bassin versant.

##### A- Méthode Moyenne arithmétique :

Cette technique consiste à calculer la moyenne arithmétique des valeurs obtenues au niveau des stations étudiées. Cette méthode ne reflète pas souvent la hauteur réelle des pluies abattues sur la totalité du bassin versant car les hautes montagnes sont souvent dépourvues de stations de mesures. Le tableau (III.13) donne la répartition des précipitations moyennes annuelles dans le bassin versant de la région de Ghazaouet

**Tableau : III.13 Précipitation moyenne annuelle des stations de Ghazaouet et Nedroma.**

Station	Période d'observation	Précipitation moyenne annuelle (mm)
040101 Ghazaouet	1971-2010	367.13
040109 Nedroma	1973-2009	342.15

### III.12.4 Critiques et homogénéisation des données pluviométriques :

Avant d'exploiter les informations statistiques des pluies fournies par les services gestionnaires, il est plus prudent de tester leur qualité et combler les lacunes d'observation, le cas échéant.

#### A) Contrôle de fiabilité des séries

On a établi par le moyen de la méthode des « Doubles Cumuls » une vérification de l'homogénéité des totaux annuels.

A l'échelle du bassin versant d'oued Tlata, deux stations de référence (Ghazaouet et Nedroma), ont été choisies au titre d'une série de 35 ans (1973/74 – 2007/08) pour la raison de leur continuité, fiabilité et longueur relative des observations. Chacune d'entre elles servira de base de comparaison pour l'autre.

A titre d'illustration, nous donnons sur la figure (6.19) la représentation graphique du test d'homogénéité appliqué à la station de Ghazaouet et la station de Nedroma.

**Tableau III.14 Bassin versant de la ville de Ghazaouet (1973/74 – 2008/09). (Source ANRH) Résultats d'homogénéisation des données pluviométriques.**

Années	Station de Ghazaouet		Station de Nedroma	
	P <sub>(moye)</sub>	P <sub>(moye) cum</sub>	P <sub>(moye)</sub>	P <sub>(moye) cum</sub>
1973-1974	606.7	606.7	554.4	554.4
1974-1975	513.8	1120.5	465.8	1020.2
1975-1976	450.2	1570.7	451.7	1471.9
1976-1977	385.5	1956.2	406.4	1878.3
1977-1978	395.2	2351.4	343.8	2222.1
1978-1979	319.7	2671.1	402.6	2624.7
1979-1980	518.8	3189.9	428.3	3053
1980-1981	455.7	3645.6	425.4	3478.4
1981-1982	259.8	3905.4	248.9	3727.3
1982-1983	203.3	4108.7	236.5	3963.8
1983-1984	311.6	4420.3	331.2	4295
1984-1985	277.4	4697.7	307.6	4602.6
1985-1986	340.1	5037.8	488.1	5090.7
1986-1987	494.3	5532.1	444.0	5534.7
1987-1988	241.2	5773.3	239.4	5774.1
1988-1989	343.5	6116.8	291.6	6065.7
1989-1990	343.3	6460.1	352.2	6417.9
1990-1991	410.2	6870.3	131.8	6549.7
1991-1992	412.2	7282.5	402.7	6952.4
1992-1993	372.1	7654.6	332.6	7285
1993-1994	315.1	7969.7	299.5	7584.5
1994-1995	428.1	8397.8	416.3	8000.8
1995-1996	288.6	8686.4	284.5	8285.3
1996-1997	286	8972.4	302.6	8587.9

1997-1998	291.23	9263.63	321.7	8909.6
1998-1999	317.4	9581.03	298.6	9208.2
1999-2000	287.5	9868.53	318.8	9527
2000-2001	294.6	10163.13	274.2	9801.2
2001-2002	447.7	10610.83	412.3	10213.5
2002-2003	329.7	10940.53	247.6	10461.1
2003-2004	477.9	11418.43	410.0	10871.1
2004-2005	283	11701.43	302.7	11173.8
2005-2006	308.21	12009.64	292.1	11465.9
2006-2007	312.2	12321.84	296.5	11762.4
2007-2008	272.18	12594.02	275.5	12037.9
2008-2009	328.87	12922.89	307.4	12345.3

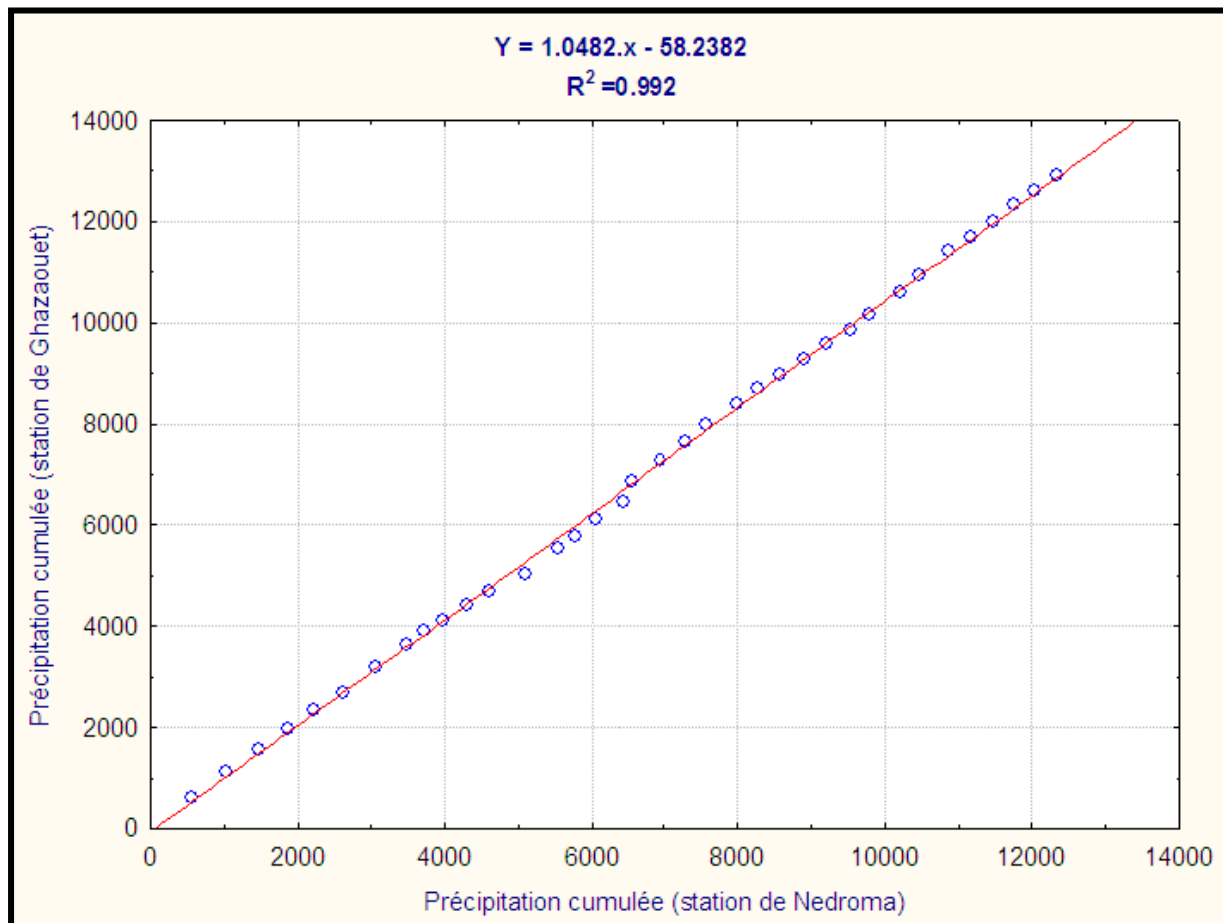


Figure III.12 : Test du double cumul entre la station de Ghazaouet et la station de Nedroma

Dans ce graphe le teste d'homogénéité a été effectué entre la série de la station de Ghazaouet et la station de Nedroma. Il s'est avéré positif. Nous n'avons pas remarqué de points de ruptures de pente. En termes de fiabilité les données pluviométriques, les deux stations pluviométriques ont présenté une bonne crédibilité et très peu de lacunes.

**III.12.5 Variation des précipitations moyennes annuelles à la station de Ghazaouet**

La figure : III.13 montre que les précipitations varient d’une année à l’autre autour d’une moyenne interannuelle de (367.13 mm). Durant la période 1971/2010.

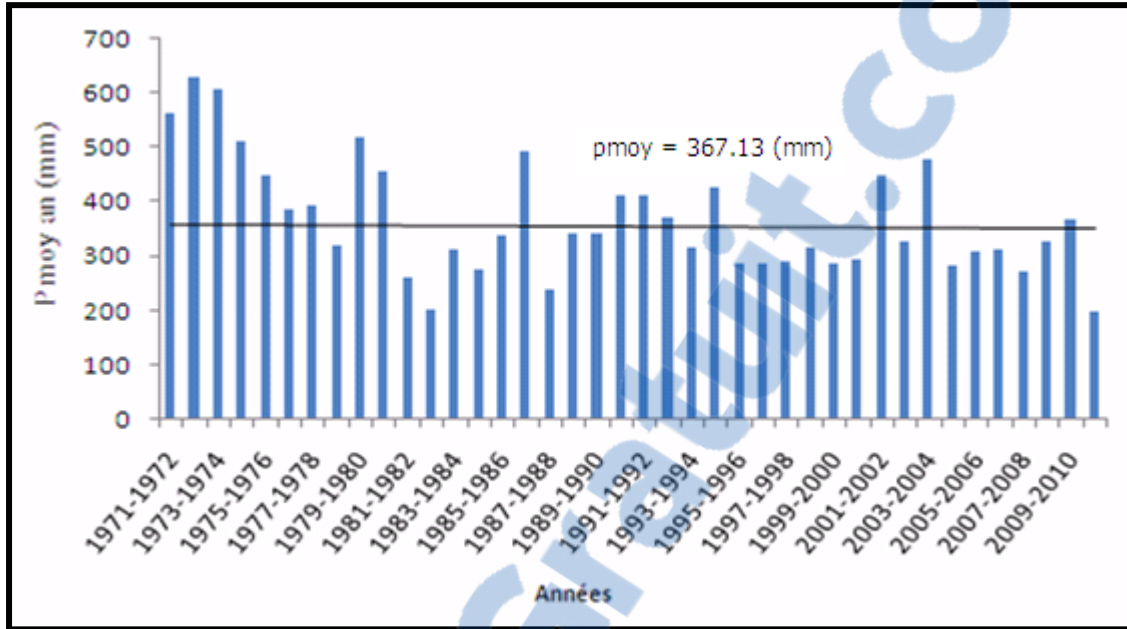


Figure : III.13 : Précipitation moyenne annuelle à la station de Ghazaouet (1971-2010)

**II.12.5.1 Précipitation moyenne saisonnière (1971-2010)**

Tableau : III.15 Précipitations saisonnières à Ghazaouet (1971-2010).

	Saison	Automne			Hiver			Printemps			Été		
	Mois	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout
Station (040101)	Moyenne mensuelle (mm)	15.7	26.7	49.6	48.3	42.9	56.9	56.2	36.0	25.2	4.9	0.81	3.6
	Moyenne saisonnière (mm)	92.05			148.22			117.60			9.46		

Dans la station de Ghazaouet (040101), c’est la saison d’hiver qui reçoit le maximum de précipitations, suivi de l’automne et du printemps, ainsi elle représente la saison pluvieuse avec 148.22mm. L’été constitue la saison sèche avec 9.46 mm

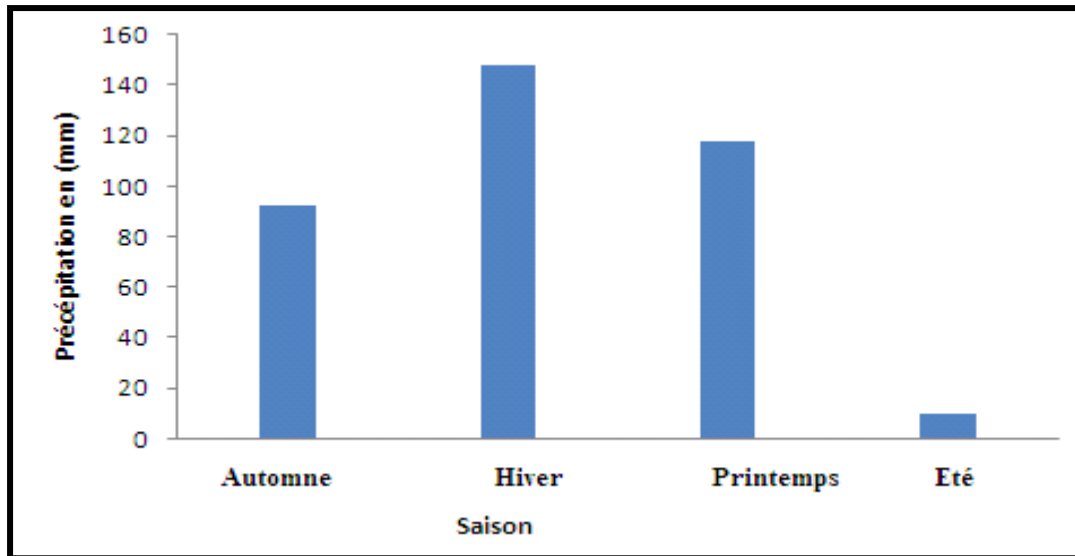


Figure : III.14 : Variations saisonnières des précipitations à la station de Ghazaouet.

III.12.5.2 Précipitation moyenne mensuelle (1971-2010)

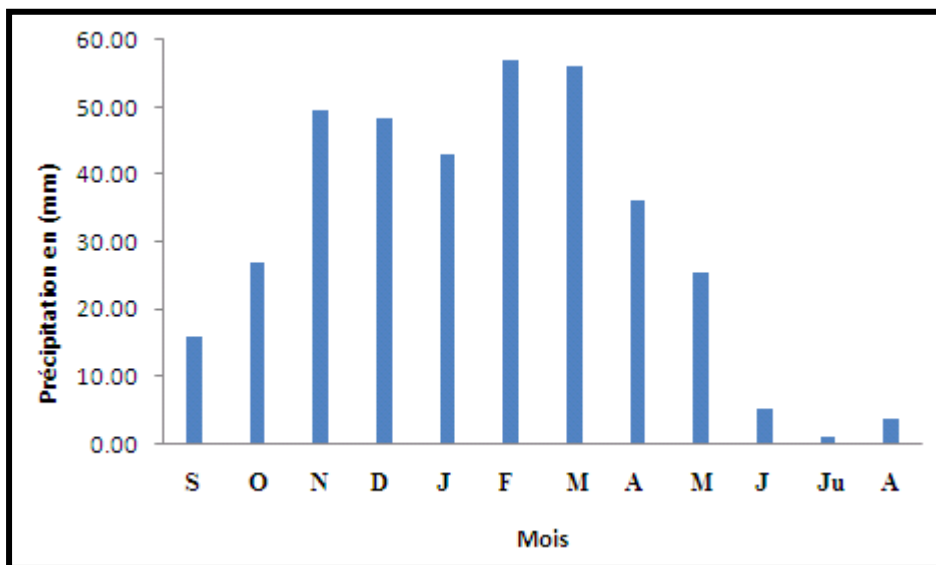


Figure : III.15 Précipitations moyennes mensuelles interannuelles à la station de Ghazaouet (1971-2010)



III.13 Analyse statistique des précipitations

III.13.1 Précipitation moyenne annuelle

Les paramètres statistiques et les valeurs annuelles des précipitations pour les périodes de retour 2, 5, 10, 50, 100 et 1000 ans sont donnés au tableau III.16.

Tableau III.16 : Paramètres statistiques de la série pluviométrique à la station de Ghazaouet. (Annexe 01)

Pluie moyenne en (mm)	Ecart type $\sigma$	Coefficient de variation $C_v$	Coefficient d'asymétrie $C_s$	Equation d'ajustement la loi normale
367.13	103.37	0.28	0.83	$P_{an} = 366.72 + 108.55 \cdot u$

$$\sigma = \sqrt{\left[ \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (P_i - \overline{P_{moy}})^2 \right]} \dots\dots\dots (3.19)$$

$$C_v = \frac{\sigma}{\overline{P_{moy}}} \dots\dots\dots (3.20)$$

$$C_s = \frac{n}{(n-1)(n-2)} \sum \left( \frac{X_i - \bar{X}}{S} \right)^3 \dots\dots\dots (3.21)$$

N: Taille de la série.

$P_i$  : Précipitation moyenne annuelle en (mm).

$\sigma$  : Ecart type .....

$C_v$  : Coefficient de variation

$C_s$  : Coefficient d'asymétrie

U : variable réduite de Gauss.

$X_i$ : La moyenne de l'échantillon.

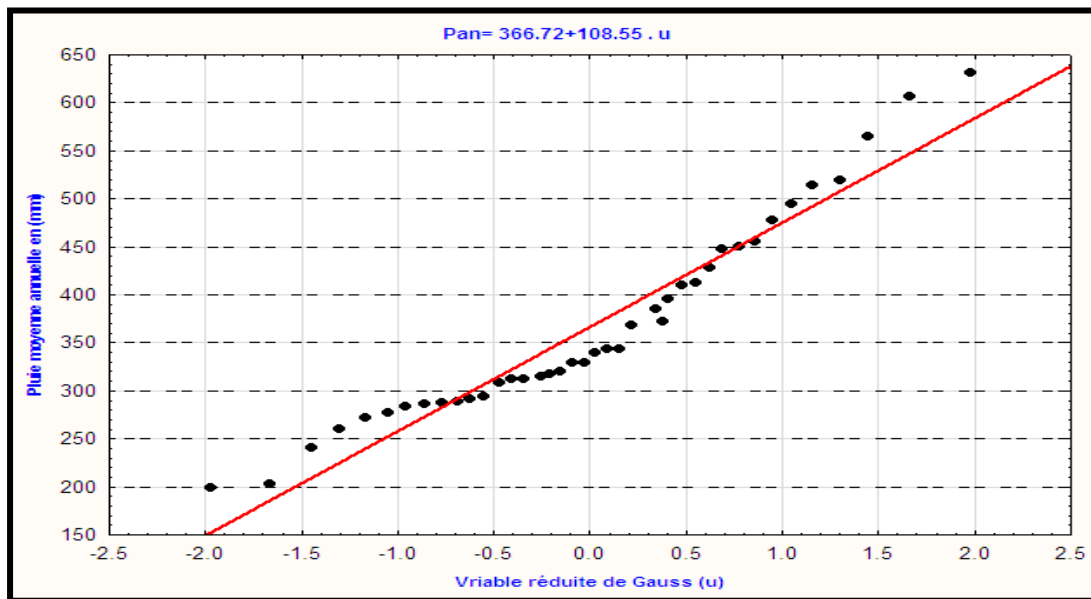


Figure III.16 : Ajustement d'une loi- Normal aux pluies annuelles la Station de Ghazaouet.

A- Test de  $\chi^2$ Tableau III.17 : Résultats d'adéquation de la loi normale par le Test de  $\chi^2$ 

N°	Limites de classes	$p = \sum N_{pi}/N$	Effectifs observé : $N_i$	Effectifs théorique : $N_{pi}$	$(N_i - N_{pi})^2/N_{pi}$
1	$P \leq 262.51$	0.17	05	6.66	0.414
2	$262.51 \leq p \leq 322.21$	0.34	12	6.66	4.28
3	$322.21 \leq P \leq 369.97$	0.51	07	6.66	0.017
4	$369.97 \leq P \leq 417.73$	0.68	05	6.66	0.414
5	$417.73 \leq P \leq 479.61$	0.85	05	6.66	0.414
6	$P \geq 479.73$	0.99	06	6.66	0.065
				$\chi^2$ calculé	5.60
				$\chi^2$ Tabulé	6.96

D'après le tableau de distribution de  $\chi^2$  le  $\chi^2$  pour un ddl = 3, et  $\alpha$  = seuil = 5%) le  $\chi^2$  Tabulé est égale à 6.96

$\chi^2$  Tabulé >  $\chi^2$  calculé L'ajustement à une loi normale est bon.

Tableau III.18: Pluies annuelles fréquentielles à la station de Ghazaouet.

Période de retour (an)	1000	100	50	20	10	5
Fréquence (%)	99.9	99	98	95	90	80
Pluie fréquentielle (mm)	702	620	590	546	507	459

**III.13.2 : Les précipitations maximales journalières :**

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières (Tableau III.19) par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie de durée et de période de retour donnée.

**Tableau III.19: Pluies maximales journalière observées à la station de Ghazaouet.**  
(Source ANRH)

Années	Pluie maximale journalière	Années	Pluie maximale journalière
1971	53.9	1991	43.25
1972	103.1	1992	64.5
1973	94.5	1993	37.4
1974	57.7	1994	80.3
1975	38.7	1995	20.4
1976	60.5	1996	20.25
1977	80.7	1997	42.1
1978	50.4	1998	46.4
1979	70.3	1999	53.6
1980	67.2	2000	52.5
1981	44.3	2001	110.4
1982	36.3	2002	32.3
1983	48.4	2003	108.6
1984	33	2004	50.9
1985	52.7	2005	68.9
1986	107.3	2006	89.12
1987	22.5	2007	54.6
1988	115.3	2008	82.36
1989	58.7	2009	73.12
1990	43.1	2010	35.12

**Tableau.III.20 : Caractéristiques de la série avec N=40ans :**

Nombre d'observation	40
Minimum	20.25
Maximum	115.30
Moyenne	60.118
Ecart type	25.77
Coefficient de variation $C_v$	0.42
Coefficient d'asymétrie $C_s$	0.61

**III.13.3 Choix de la loi d'ajustement**

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, 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 la loi Gumbel a été utilisée, vu son utilisation fréquente pour traiter les données extrêmes.

L'ajustement des pluies maximales journalières sera traité par le logiciel "STATISTICA". (Annexe 03).

**III.13.3.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL :**

La loi de Gumbel est un model fréquentielle très souvent utilisé pour décrire le comportement statistique des valeurs extrêmes. La fonction de répartition F(p) s'exprime de la manière suivante :

$$F(x) = e^{-e^{-u}} \dots\dots\dots (3.22)$$

Les paramètres  $\alpha$  et u peuvent être estimés à partir de la moyenne et de l'écart type de l'échantillon par les relations suivantes :

$$\alpha = 1.2825/\sigma \dots\dots\dots (3.23)$$

$$u = \bar{P} \pm 0.45 \cdot \sigma \dots\dots\dots (3.24)$$

Pour une période de retour donnée, la pluie maximale correspondant peut être estimé à partir de la relation :

$$P = \bar{P} \pm K \cdot \sigma \dots\dots\dots (3.25)$$

**K : Variable réduite de Gumbel**

$$K = -\frac{\sqrt{6}}{\pi} \{0.5772 + \ln[\ln(\frac{T}{T-1})]\} \dots\dots\dots (3.26)$$

$$\text{Et : } T = \frac{1}{1-F} \dots\dots\dots (3.27)$$

Avant de procéder à l'ajustement il faut suivre les étapes suivantes :

- Classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1, 2,3.....n.
- Calculer pour chaque valeur de précipitation la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN.

$$F(x) = \frac{R}{1+n} \dots\dots\dots (3.28)$$

**R** : rang de précipitation

**n** : nombre d'observations (40)

- Calculer la variable réduite de GUMBEL.

Calculer les paramètres d'ajustement «u » et « $\alpha$  »

- Représenter graphiquement les couples (xi, yi ) sur papier GUMBEL.

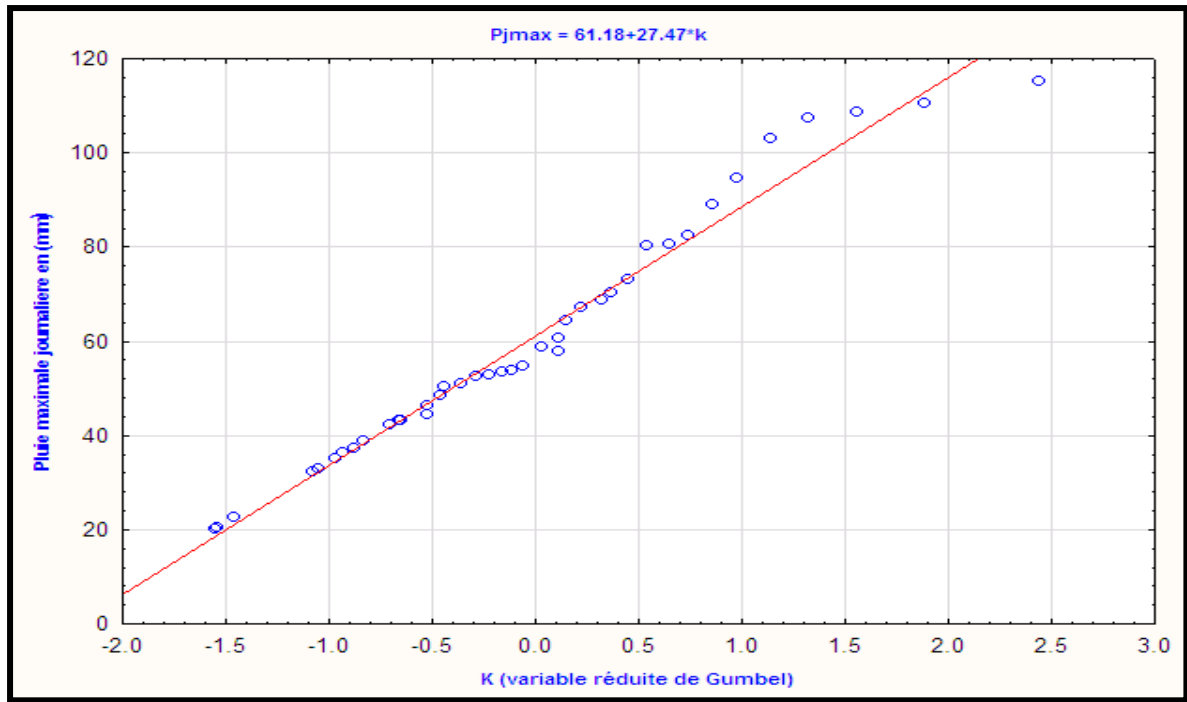


Figure III.17: Ajustement d’une loi-Gumbel aux pluies journalières maximales observées à la station de Ghazaouet.

III.13.3.2 Test de  $\chi^2$

Les résultats qu’on a trouvés sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.21 : Résultats d’adéquation de la loi Gumbel par le Test de  $\chi^2$

N°	Limites de classes	$p = \sum N_{pi}/N$	Effectifs observé : $N_i$	Effectifs théorique : $N_{pi}$	$(N_i - N_{pi})^2/N_{pi}$
1	$P_{jmax} \leq 34.80.$	0.17	05	6.66	0.414
2	$34.80 \leq P_{jmax} \leq 49.92$	0.34	10	6.66	1.675
3	$49.92 \leq P_{jmax} \leq 62$	0.51	10	6.66	1.675
4	$62 \leq P_{jmax} \leq 74.09$	0.68	05	6.66	0.414
5	$74.09 \leq P_{jmax} \leq 89.74$	0.85	04	6.66	1.062
6	$P_{jmax} \geq 89.74.$	0.99	06	6.66	0.065
				$\chi^2$ calculé	5.30
				$\chi^2$ Tabulé	6.96

D’après le tableau de distribution de  $\chi^2$  le  $\chi^2$  pour un dde = 3, et  $\alpha$  = seuil = 5%) le  $\chi^2$  Tabulé est égale à 6.96

$\chi^2$  Tabulé >  $\chi^2$  calculé L’ajustement à une loi de Gumbel est bon.

### III.13.4 Pluies de courte durée du bassin versant d'oued Tlata.

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

$$P_{T_c} = P_{\max j} \cdot \left(\frac{T_c}{24}\right)^b \dots\dots\dots (3.29)$$

Avec :

**T<sub>c</sub>** : Temps de concentration (heur). T<sub>c</sub>= 2.91 heur.

**P<sub>max j</sub>** : Pluie maximale journalière Fréquentielle (mm).

**b**: exposant climatique b = 0.35 selon les études régionales de l'AN RH.

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

$$I = \frac{P_{T_c}(t)}{t} \dots\dots\dots (3.30)$$

Avec :

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

Les précipitations et les intensités maximales pour différentes durées sont représentées au tableau (III.22) :

**Tableau III.22:** Pluies maximales de 24 heures et pluies de durée de temps de concentration ainsi que les intensités maximales correspondantes

Temps de retour (an)	1000	100	50	20	10	5						
Fréquence (%)	99.9	99	98	95	90	80						
Variable de Gumbel	3.04	2.33	2.06	1.65	1.29	0.84						
Pluie maximale	144.68	125.04	117.64	106.50	91.45	84.56						
Temps (heur)	P <sub>Tc</sub> (mm)	I mm/h	P <sub>Tc</sub> (mm)	I mm/h	P <sub>Tc</sub> (mm)	I mm/h	P <sub>Tc</sub> (mm)	I mm/h	P <sub>Tc</sub> (mm)	I mm/h	P <sub>Tc</sub> (mm)	I mm/h
1	47.57	47.57	41.11	41.11	38.68	38.68	35.02	35.02	30.07	30.07	27.80	27.80
2	60.63	30.32	52.40	26.20	49.30	24.65	44.63	22.32	38.32	19.16	35.44	17.72
4	77.28	19.32	66.79	16.70	62.84	15.71	56.88	14.22	48.85	12.21	45.17	11.29
6	89.06	14.84	76.97	12.83	72.42	12.07	65.56	10.93	56.29	9.38	52.05	8.68
8	98.50	12.31	85.12	10.64	80.09	10.01	72.50	9.06	62.26	7.78	57.57	7.20
10	106.50	10.65	92.04	9.20	86.59	8.66	78.39	7.84	67.31	6.73	62.24	6.22
12	113.51	9.46	98.10	8.18	92.30	7.69	83.56	6.96	71.75	5.98	66.34	5.53
14	119.81	8.56	103.54	7.40	97.42	6.96	88.19	6.30	75.73	5.41	70.02	5.00
16	125.54	7.85	108.50	6.78	102.08	6.38	92.41	5.78	79.35	4.96	73.37	4.59
18	130.82	7.27	113.06	6.28	106.37	5.91	96.30	5.35	82.69	4.59	76.46	4.25
20	135.74	6.79	117.31	5.87	110.37	5.52	99.92	5.00	85.80	4.29	79.33	3.97
22	140.34	6.38	121.29	5.51	114.11	5.19	103.31	4.70	88.71	4.03	82.02	3.73
24	144.68	6.03	125.04	5.21	117.64	4.90	106.50	4.44	91.45	3.81	84.56	3.52

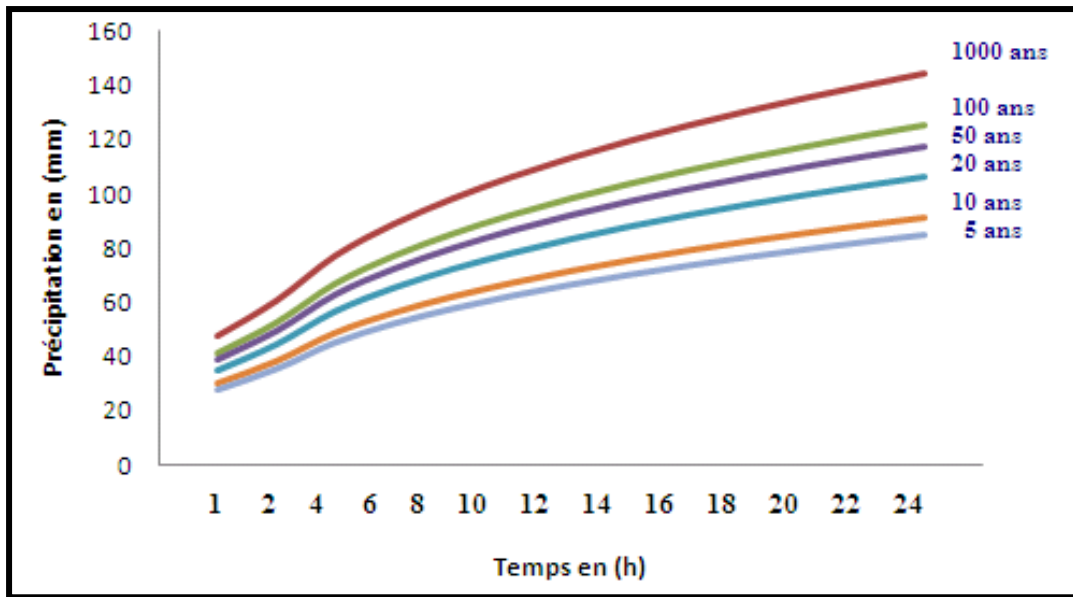


Figure.III.18 : Courbes des pluies de courte durée fréquentielle du bassin versant d’oued Tlata

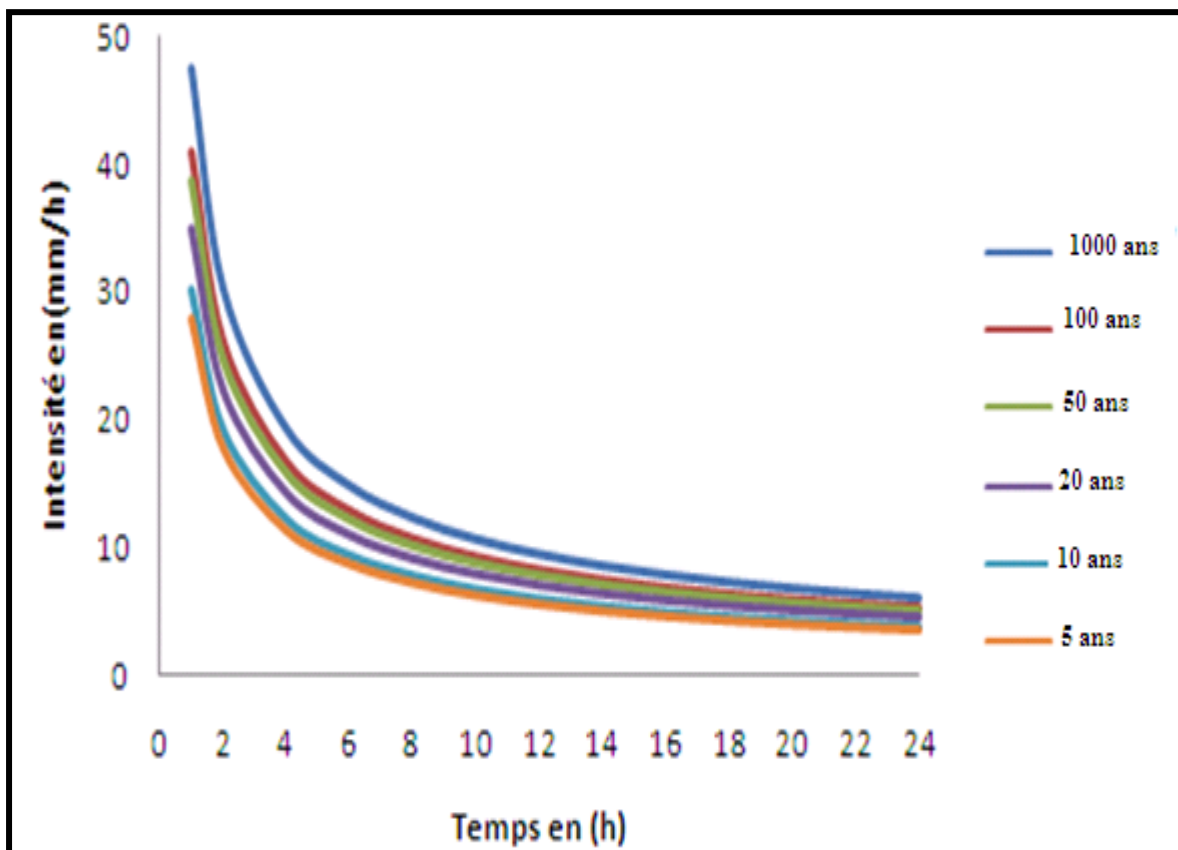


Figure III.19 : Courbes intensité durée fréquence (IDF) du bassin versant d’oued Tlata



**III.14 Etude des apports au niveau d'oued Tlata****III.14.1 : Apports liquides :****III.14.1.1 : Apport moyen interannuel ( $A_{\text{moy}}$ ) :**

A défaut de toute donnée hydrométrique dans les différents sous bassins, l'apport moyen inter annuel sera estimé par l'utilisation des formules empiriques suivantes :

**A- Formule de DERY**

$$A_{\text{moy}} = M_0 \cdot A \cdot K \dots \dots \dots (3.31)$$

$A_{\text{moy}}$  : Apport moyen annuel ( $\text{Hm}^3$ )

$K$  : constante donnée  $K=31,54 \cdot 10^{+3}$

$A$  : superficie du bassin versant en  $\text{Km}^2$   $S=88,7$  ( $\text{Km}^2$ )

$M_0$  : Module spécifique moyen annuel en ( $1/\text{s}/\text{Km}^2$ )

$$M_0 = 11,8 \cdot P_{\text{moy}}^{2.82} \dots \dots \dots (3.32)$$

$P_{\text{moy}}$  : Pluie moyenne annuelle [m].

**B- Formule de MEDINGUER :**

$$Le = 1.024 (P_{\text{moy}} - 0.26)^2 \dots \dots \dots (3.33)$$

$$A_{\text{moy}} = Le \cdot A \dots \dots \dots (3.34)$$

$A_{\text{moy}}$  : Apport moyen annuel ( $\text{Hm}^3$ )

$Le$  : Lamme d'eau écoulée [m].

$A$  : superficie du bassin versant en  $\text{Km}^2$   $S=88,7$  ( $\text{Km}^2$ )

$P_{\text{moy}}$  : Pluie moyenne annuelle [m].

**C- Formule de COUTAGNE :**

$$Le = (0.06 - 0.00145 \cdot \sqrt{A}) \cdot P_{\text{moy}} \dots \dots \dots (3.35)$$

$$A_{\text{moy}} = Le \cdot A \dots \dots \dots (3.36)$$

$A_{\text{moy}}$  : Apport moyen annuel ( $\text{Hm}^3$ )

$P_{\text{moy}}$  : Pluie moyenne annuelle en [m] ;

$A$  : Surface du bassin en [ $\text{km}^2$ ] ;

$Le$  : Lamme d'eau écoulée en [m].

**D- Formule de SAMIE :**

$$A_{\text{moy}} = 0,915 \cdot P_{\text{moy}}^{2.684} \cdot A^{0.842} \dots \dots \dots (3.37)$$

$A_{\text{moy}}$  : Apport moyen annuel ( $\text{Hm}^3$ )

$P_{\text{moy}}$  : Pluie moyenne annuelle [m].

$A$  : Superficie du bassin [ $\text{Km}^2$ ].

Les résultats sont représentés dans le tableau III.23 :

Tableau III.23 : apports moyens interannuels

Bassin Versant	Tlata
Apport moyen interannuel (A0)	Mm <sup>3</sup>
Formule de DERY	1.95
Formule de MEDINGUER	1.04
Formule de COUTAGNE	1.51
Formule de SAMIE	2.71
Moyenne	1.81

On prend la valeur calculée par la formule de DERY parce qu'elle est proche de la valeur moyenne trouvée par les 4 formules empiriques.

### III.14.2 : caractéristiques de l'écoulement :

#### A- Module de l'écoulement (Me):

Il est donné par la relation suivante :

$$M_e = \frac{A_{\text{moy}}}{T} \dots\dots\dots (3.38)$$

Me : Module de l'écoulement (l/s).

A<sub>moy</sub> : Apport moyen annuel (l).

T : Temps d'une année en [secondes] "T = 31,536.10<sup>6</sup> secondes".

#### B- Module de l'écoulement relatif ou spécifique (M<sub>0</sub>):

$$\text{Ou : } M_0 = \frac{M_e}{A} \dots\dots\dots (3.39)$$

Me : Module de l'écoulement (l/s).

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

#### C- Lamé d'eau écoulée:

On a :

$$L_e = \frac{A_{\text{moy}}}{A} \dots\dots\dots (3.40)$$

Le : Lamé d'eau écoulée en (m).

A<sub>moy</sub> : Apport moyen annuel (m<sup>3</sup>).

A : Superficie du bassin (m<sup>2</sup>)

**C- Coefficient de l'écoulement :**

Il dépend du facteur topographique et géologique du bassin versant qui conditionnent la circulation superficielle et souterraine de l'eau, ce coefficient dépend aussi de la température de l'humidité, de l'évaporation et de la pluviométrie.

L'eau ruisselle beaucoup plus lorsque le sol est saturé et lorsque l'intensité de l'averse est supérieure à la vitesse d'absorption. Le coefficient d'écoulement est donné par la formule suivante :

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} \dots\dots\dots (3.41)$$

- C<sub>e</sub> : Coefficient de l'écoulement
- P<sub>moy</sub> : Pluie moyenne annuelle en [mm] ;
- L<sub>e</sub> : Lame d'eau écoulée en [mm].

**D- Coefficient de variation :**

Pour le calcul du coefficient de variation CV et en absence d'une série d'observation, nous utilisons les formules empiriques.

- **Formule de SOKOLOVSKY**

On a :  $Cv = a - 0.063 \text{Log}_{10} (A + 1)$

Avec :

$$A = 0.78 - 0.29 \text{Log}_{10} (M_0)$$

M<sub>0</sub> : Module de l'écoulement relatif (l/s/km<sup>2</sup>)

- **Formule d'OURKGUIPROVODKHOZ :**

On a :

$$Cv = \frac{0.7}{M_0^{-0.127}} \dots\dots\dots (3.42)$$

Les caractéristiques d'écoulement sont regroupées dans le tableau (III.24) :

**Tableau III.24 : Les caractéristiques d'écoulement**

Bassin versant	A (km <sup>2</sup> )	A <sub>0</sub> (Mm <sup>3</sup> )	M <sub>e</sub> (l/s)	M <sub>0</sub> (l/s/km <sup>2</sup> )	L <sub>e</sub> (mm)	C <sub>e</sub> (%)	Cv	
							F.Soko	F.Ourk
Oued Tlata	88.7	1.95	61.83	0.69	21.98	6	0.7	0.67

**III.14.3 Evaluation des apports solides**

L’apport solide a été évalué par application des formules empiriques utilisées et établies sur des données de mesures des oueds du nord de l’Algérie

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

• **Formule de TIXERONT :**

Cette formule a été établie à partir de 32 bassins versant Algériens et 9 bassins Tunisiens pour des durées d’observations comprises entre 2 et 22 ans, elle tient compte de la répartition du bassin versant en fonction de sa perméabilité.

$$E_S = a \cdot L_e^{0.15} \dots\dots\dots (3.43)$$

Où :  $E_S$  : taux d’abrasion (t/km<sup>2</sup>/an)

$L_e$  : lame d’eau ruisselée en (mm)

a: coefficient empirique qui varie en fonction de la perméabilité du terrain

a = 350 (perméabilité moyenne).

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments  $\gamma=1.4T/m^3$ .

$$V_S = E_S \cdot \frac{a}{\gamma} \dots\dots\dots (3.44)$$

Les résultats des apports solides sont résumés dans le tableau (III.25):

**Tableau III.25 : les apports solides**

Bassin Versant	A (km <sup>2</sup> )	$L_e$ (mm)	$E_S$ (T/km <sup>2</sup> /an)	$V_S$ (m <sup>3</sup> /an)
Oued Tlata	88.7	21.98	556.3	35243.50

**III.15 Etude des débits**

Le débit de surface ou le ruissellement est constitué par l’eau qui s’écoule plus ou moins librement à la surface des sols. L’importance de l’écoulement superficiel dépend de l’intensité des précipitations et de leur capacité à saturer rapidement les premiers centimètres du sol, avant l’infiltration et la percolation.

**III.15.1 Débit moyen annuel mesurés à la station d’oued Tlata**

Nous avons une période de 35 ans de données de débits mesuré à la station d’oued Tlata (040101) de cordonnés (X= 81.138km – Y= 201.365km) tableau (III.26), de [1980/1981 à 2009/2010]. Dans cette station la valeur maximale du débit annuel est de l’ordre de 0.85 m<sup>3</sup>/s, et le débit moyen de 0.11 (m<sup>3</sup>/s). 6 années ont un débit qui dépasse la moyenne, une année lui est égale, et le reste est au dessous de cette moyenne.

**Tableau III.26 : Débits moyens annuels à la station de l'oued Tlata (1975-1976 jusqu'à 2009-2010) (Source ANRH**

<b>Années</b>	<b>Débit moyen (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Années</b>	<b>Débit moyen (m<sup>3</sup>/s)</b>
1975-1976	0.16	1993-1994	0.07
1976-1977	0.49	1994-1995	0.088
1977-1978	0.11	1995-1996	0.022
1978-1979	0.073	1996-1997	0.68
1979-1980	0.033	1997-1998	0.008
1980-1981	0.103	1998-1999	0.012
1981-1982	0.61	1999-2000	0.082
1982-1983	0.102	2000-2001	0.016
1983-1984	0.043	2001-2002	0.007
1984-1985	0.029	2002-2003	0.021
1985-1986	0.85	2003-2004	0.038
1986-1987	0.034	2004-2005	0.01
1987-1988	0.016	2005-2006	0.018
1988-1989	0.145	2006-2007	0.003
1989-1990	0.093	2007-2008	0.013
1990-1991	0.031	2008-2009	0.015
1991-1992	0.025	2009-2010	0.07
1992-1993	0.055		

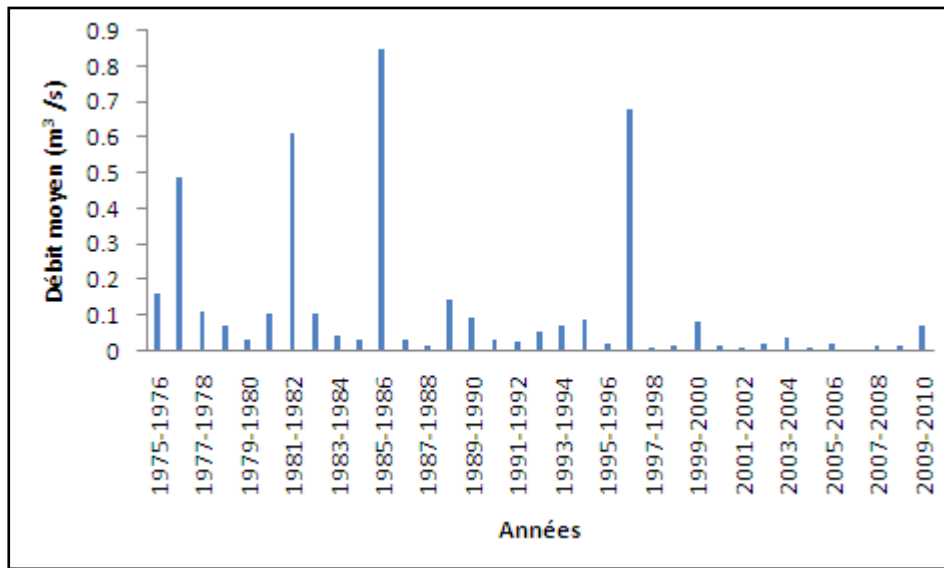


Figure III.20 : Variations des débits moyens annuels du bassin versant de l’oued Tlata

D’après l’histogramme le débit maximal est de l’ordre de 0.85 (m³/s), enregistré en 1985-1986 avec une moyenne de 0.11 (m³/s), et le minimum n’a pas dépassé 0.003 (m³/s) enregistré en 2007-2008 ce qui montre une irrégularité remarquable.

**III.15.2 :Analyse statistique des débits moyens annuels à la station de Ghazaouet (1975/1976-2009/2010).**

**III.15.2.1 : Ajustement à la loi de Log Normale**

Les paramètres de la série des logarithmes des débits moyens annuels sont représentés dans le tableau III.27 :

**Tableau III.27 : Paramètres statistiques de la série et la droite d’ajustement obtenue par la loi Log Normale (Annexe 04).**

Débit moyen annuel (L/s)	Ecart type $\sigma \log Q_{moy}$	Coefficient de variation $C_v$	Coefficient d’asymétrie $C_s$	Equation d’ajustement la loi normale
1.67	0.57	0.34	0.41	Log (Q) = 1.6642+0.6139*u

$$\text{Log}Q_{moy} = \frac{1}{n} * \sum \text{Log}Q_i \dots\dots\dots (3.45)$$

$$\sigma = \left[ \frac{1}{n-1} * (\text{Log}Q_i - \text{Log}Q_{moy})^2 \right]^{1/2} \dots\dots\dots (3.46)$$

$$C_v = \frac{\sigma}{\text{Log}Q_{moy}} \dots\dots\dots (3.47)$$

$$Cs = \frac{n}{(n-1).(n-2)} \sum \left( \frac{X_i - \bar{X}}{s} \right)^3 \dots\dots\dots(3.48)$$

n: Taille de la série.

P<sub>i</sub> : Précipitation moyenne annuelle en (mm).

σ : Ecart type .....

C<sub>v</sub> : Coefficient de variation

Cs : Coefficient d'asymétrie

u : variable réduite de Gauss.

X<sub>i</sub>: La moyenne de l'échantillon.

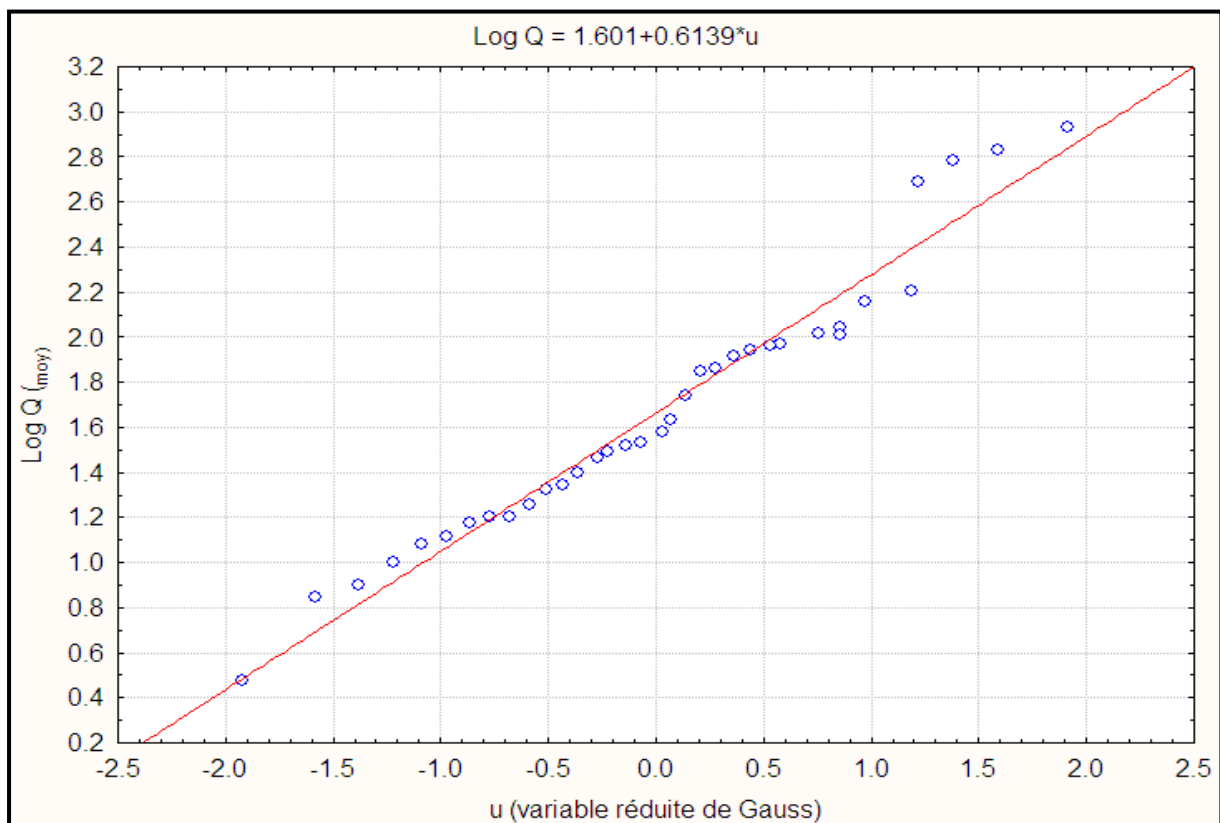


Figure III.21 : Ajustement d'une loi Log – Normale aux débits moyens annuels à la station de Ghazaouet

III.15.2.2 Teste de  $\chi^2$  :Tableau III.28 : Résultats d'adéquation de la loi normale par le Test de  $\chi^2$ 

N°	Limites de classes	$Q = \sum N_{pi}/N$	Effectifs observé : $N_i$	Effectifs théorique : $N_{pi}$	$(N_i - N_{pi})^2 / N_{pi}$
1	$Q \leq 1.12$	0.17	06	5.83	0.0050
2	$1.12 \leq Q \leq 1.40$	0.34	07	5.83	0.2348
3	$1.40 \leq Q \leq 1.67$	0.50	06	5.83	0.0050
4	$1.67 \leq Q \leq 1.93$	0.67	04	5.83	0.5744
5	$1.93 \leq Q \leq 2.21$	0.83	08	5.83	0.8077
6	$Q \geq 2.21$	0.99	04	5.83	0.5744
				$\chi^2$ calculé	2.20
				$\chi^2$ Tabulé ddl=k-p-1=3	6.96

D'après le tableau de distribution de  $\chi^2$ , le  $\chi^2$  pour un ddl = 3, et  $\alpha = \text{seuil} = 5\%$  le  $\chi^2$  Tabulé est égale à 6.96.

$\chi^2$  Tabulé >  $\chi^2$  calculé L'ajustement à une loi Log-normale est bon.

Pour le bassin versant de l'oued Tlata, les débits de crue et leurs probabilités se présentent dans le tableau suivant :

Tableau III.29: Débits moyens annuels+ fréquents à la station de Ghazaouet.

Période de retour (an)	1000	100	50	20	10	5
Fréquence (%)	99.9	99	98	95	90	80
u variable réduite de Gauss	3.09	2.33	2.05	1.64	1.28	0.842
Débit fréquentiel ( $m^3/s$ )	3.14	1.07	0.72	0.40	0.24	0.13



### III.15.3 Corrélation entre les précipitations moyennes annuelles et les débits moyens annuels

La présentation de cette partie à pour but de mettre en évidence la contribution de la pluie sur les débits afin de mieux comprendre les mécanismes. Nous allons aboutir à une étude des interactions entre la pluie et le débit à des pas de temps annuel pour conforter notre hypothèse sur l'intervention de l'évaporation et l'infiltration sur les débits que l'on trouve à l'exutoire.

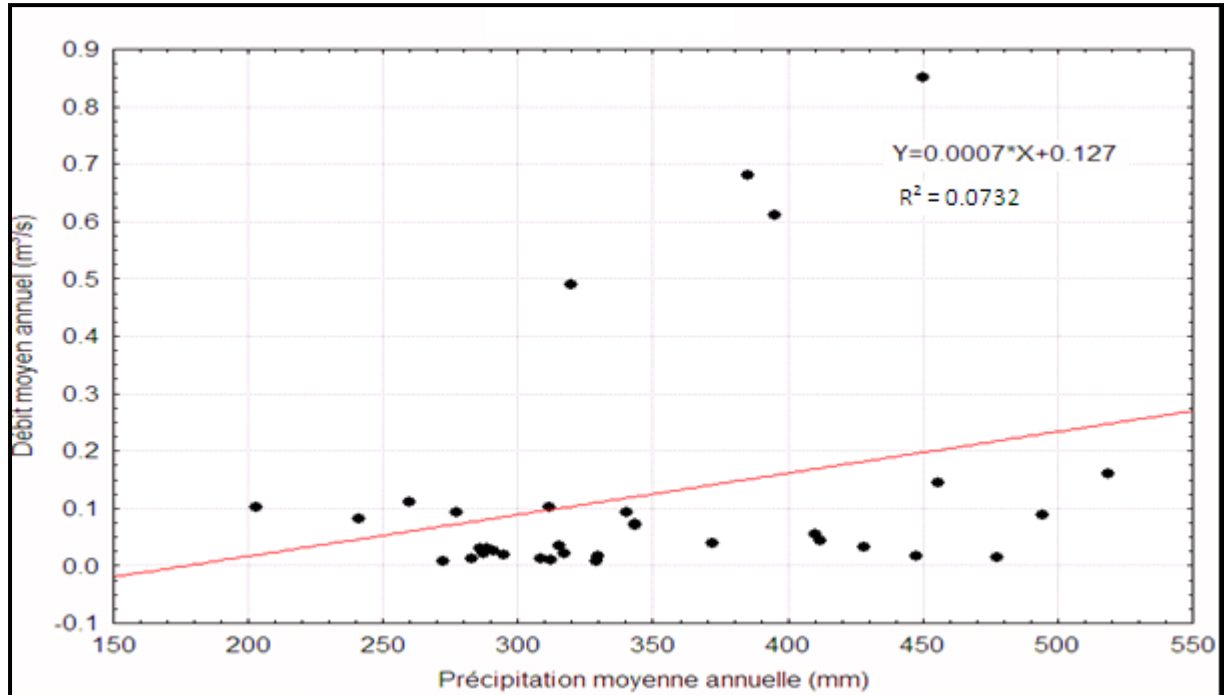


Figure III.22 : Relation entre les précipitations et les débits moyens annuels à la station d'oued Tlata.

La figure-III.22 confirme la faible corrélation entre les Débits d'écoulement et les précipitations avec un coefficient de corrélation de 0,27. On note que la très grande variation spatio-temporelle des pluies semble être la principale cause de la variabilité des débits d'écoulement.

### III.16 Débit maximal annuel de l'Oued Tlata (1980-1981 à 2009-2010)

Les méthodes statistiques de l'étude des crues sont basées sur l'analyse des fréquences de ces crues :

Pour la prédétermination des débits maximum de crue et leurs périodes de retour à une station donnée, on utilise la technique statistique d'analyse des crues qui permettraient de calculer la probabilité pour qu'un débit supérieur à une valeur donnée survienne un nombre de fois donnée pendant une durée donnée : 50 ou 100 ans par exemple. Les données de base pour l'analyse de la fréquence des crues sont constituées par une série de débits relative à une période la plus longue possible.

Pour le choix des crues, on prend en compte le plus fort débit instantané de chaque année et on classe ces valeurs par ordre décroissant, en attribuant à chacune d'elles son rang **R** et sa fréquence expérimentale :  $F = (R) / (1 + n)$  (n étant effectué la tai de la série.) ;

Pour le choix des crues, on prend en compte le plus fort débit instantané de chaque année et on classe ces valeurs par ordre décroissant, en attribuant à chacune d'elles son rang **R** et sa fréquence expérimentale :  $F = (R) / (1 + n)$  (n : taille de la série.) ;

Ou sa fréquence au non dépassement :  $FND = (1 - F)$ . On ajuste à l'échantillon de crues une loi de probabilité théorique qui va la représenter le plus fidèlement possible.

**III.16.1 Ajustement de la loi de Gumbel aux crues**

La fonction de Gumbel est une fonction doublement exponentielle :

$$F(Q) = e^{-e^{-u}}$$

Avec :

$$u = a(Q - Q_0) \dots\dots\dots (3.49)$$

u : la droite de Gumbel.

- Le paramètre d'échelle :

$$\frac{1}{a} = 0,78 \cdot \sigma \dots\dots\dots (3.50)$$

Avec :

$\sigma$ : l'écart type de la série des crues).

- Le paramètre de forme :

$$Q_0 = \bar{Q} - (1/a * 0,577) \dots\dots\dots (3.51)$$

Avec

$\bar{Q}$ : est la moyenne des crues.

Le calcul des paramètres a et  $Q_0$  nous permet d'obtenir l'équation de la droite de Gumbel

$$u = a(Q - Q_0) \dots\dots\dots (3.52)$$

On trace cette droite sur un papier Gumbel sur lequel on porte aussi les valeurs des fréquences au non dépassement de toutes les crues de la série étudiée.

A défaut du papier Gumbel, on procède à un changement de variable pour obtenir une échelle linéaire **y**, sachant que

$$F(Q) = e^{-e^{-u}} \dots\dots\dots (3.53)$$

Par conséquent  $u = -Ln(-Ln FND)$

Pour le calcul des crues dans le bassin versant de l'oued Tlata, nous avons utilisé les crues enregistrées à la station de Ghazaouet (040101). La série disponible des débits maxima

annuels au niveau de cette station englobe la période comprise entre 1980/1981 et 2009/2010 (30 années) (tableau III.30).

**Tableau III.30: Paramètre de l'ajustement à une loi de Gumbel des Débits maxima Annuels du B.V de l'Oued Tlata (Source ANRH)**

La série des débits maximaux annuels classés par ordre décroissant se présentent comme suit.

Année	Q <sub>max</sub>	Q <sub>max classé</sub>	R	F	FND	u
1980-1981	93.02	294.6	1	0.032	0.968	3.42
1981-1982	126.53	235.24	2	0.065	0.935	2.71
1982-1983	85.20	221.3	3	0.097	0.903	2.28
1983-1984	24.22	175.38	4	0.129	0.871	1.98
1984-1985	52.08	158.36	5	0.161	0.839	1.74
1985-1986	294.6	126.53	6	0.194	0.806	1.54
1986-1987	25.15	103.1	7	0.226	0.774	1.36
1987-1988	175.38	94.72	8	0.258	0.742	1.21
1988-1989	85.65	93.02	9	0.290	0.710	1.07
1989-1990	38.10	85.65	10	0.323	0.677	0.94
1990-1991	221.30	85.22	11	0.355	0.645	0.82
1991-1992	2.45	85.2	12	0.387	0.613	0.71
1992-1993	72.95	72.95	13	0.419	0.581	0.61
1993-1994	8.45	65.32	14	0.452	0.548	0.51
1994-1995	63.84	65.1	15	0.484	0.516	0.41
1995-1996	158.36	63.84	16	0.516	0.484	0.32
1996-1997	34.05	52.08	17	0.548	0.452	0.23
1997-1998	235.24	38.1	18	0.581	0.419	0.14
1998-1999	65.10	34.05	19	0.613	0.387	0.05
1999-2000	2.08	26.6	20	0.645	0.355	-0.04
2000-2001	103.10	25.15	21	0.677	0.323	-0.12
2001-2002	26.60	24.22	22	0.710	0.290	-0.21
2002-2003	13.28	13.28	23	0.742	0.258	-0.30
2003-2004	4.65	10.35	24	0.774	0.226	-0.40
2004-2005	94.72	8.45	25	0.806	0.194	-0.50
2005-2006	3.98	4.65	26	0.839	0.161	-0.60
2006-2007	65.32	3.98	27	0.871	0.129	-0.72
2007-2008	85.22	2.95	28	0.903	0.097	-0.85
2008-2009	10.35	2.45	29	0.935	0.065	-1.01
2009-2010	2.95	2.08	30	0.968	0.032	-1.23

Sur un papier à échelles linéaires, nous avons placé les points de fréquences expérimentaux et nous leur avons ajusté l'équation de la droite de Gumbel (figure III.23)

### III.16.2 Détermination des Débits fréquentiels de crue :

La série de débits maxima instantanés observés sur les 30 années d'observations à la station de Ghazaouet (040101) a subi un traitement statistique qui a donné les résultats présentés dans le tableau 6.33.

**Tableau III.31 : Paramètres statistiques de la série et la droite d'ajustement obtenu par la loi de Gumbel.**

Nombre d'observations	30
Minimum (m <sup>3</sup> /s)	2.08
Maximum (m <sup>3</sup> /s)	294.6
Moyenne (m <sup>3</sup> /s)	76.05
Ecart type (m <sup>3</sup> /s)	75.70
Coefficient de variation C <sub>v</sub>	0.994
Coefficient d'asymétrie C <sub>s</sub>	1.35
Equation d'ajustement	Q= 65.25u + 40.84

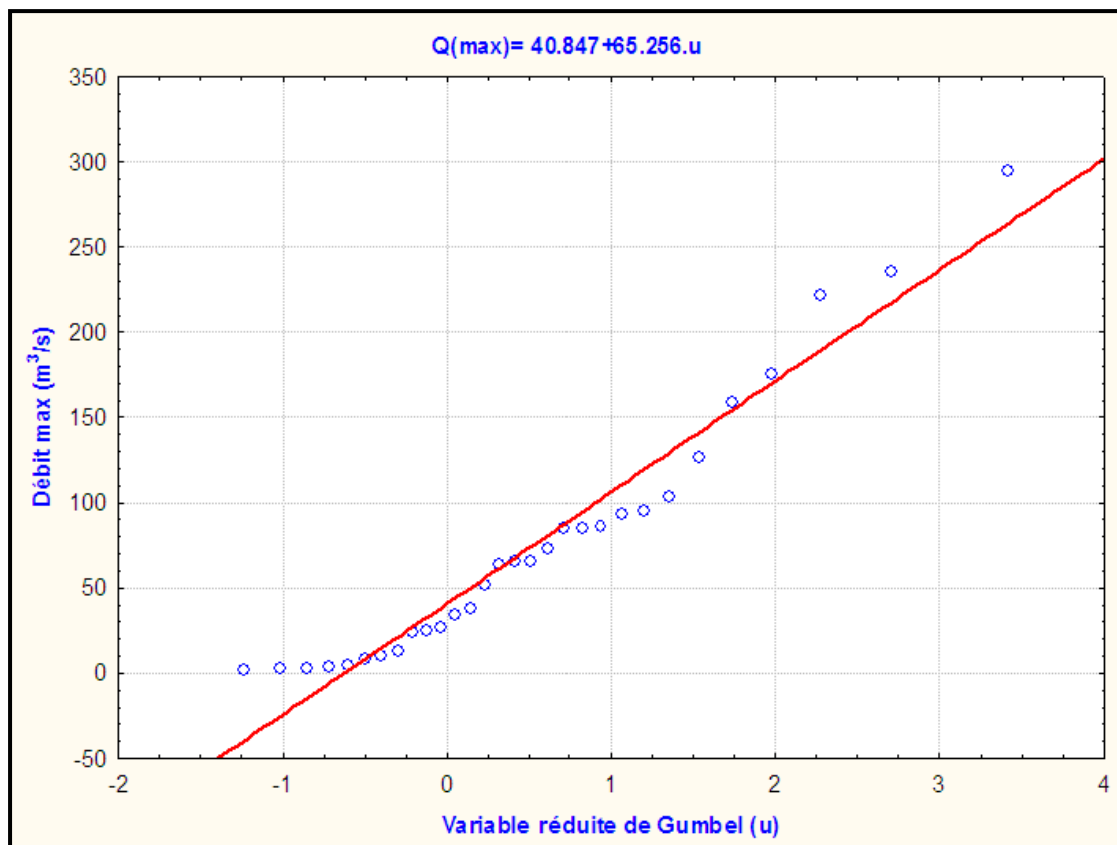


Figure III.23 : Ajustement des débits maximums annuels observés à la station d'oued Tlata.

L'ajustement par la figure (6.26) est convenable et on peut à priori utiliser la loi de Gumbel pour l'estimation des débits de pointe fréquents relatifs à certaines probabilités : la crue décennale ou centennale par exemple ; ou encore les périodes de retour de certaines pointes de débits fréquents.

Pour le bassin versant de l'oued Tlata, les débits de crue et leurs probabilités se présentent dans le tableau suivant :

**Tableau III.32: Débits annuels maximums fréquents à la station de Ghazaouet.**

Période de retour (an)	1000	100	50	20	10	5
Fréquence (%)	99.9	99	98	95	90	80
u variable réduite de Gumbel	6.90	4.60	3.90	2.97	2.25	1.50
Débit fréquentiel ( $m^3/s$ )	485.88	337.54	292.40	232.42	186	137.62

D'après le tableau (6.34), on remarque que ces débits estimés sont assez élevés pour un petit bassin versant de 88.7 km<sup>2</sup>. Le débit de pointe décennal est de l'ordre de 186 m<sup>3</sup>/s. Aussi la crue centennale est très élevée en ce milieu semi aride. Mais la conjonction de plusieurs facteurs climatiques et géomorphologiques, notamment une assez bonne pluviosité, des pentes élevées, un substratum peu perméable, un réseau hydrographique dense, ont un impact direct sur la forme des hydrogrammes et la puissance des crues.

### III.16.3 Intervalle de Confiance

Pour le bassin versant de l'oued Tlata le nombre d'éléments étant de 30 et l'écart type de l'ordre de 75.70. Les intervalles de confiance des différents quantiles se présentent ainsi :

Après avoir déterminé le débit de crue probable relatif à une fréquence donnée (La crue décennale ou centennale par exemple), il faut connaître l'intervalle de confiance de ce débit estimé, c'est-à-dire la gamme de valeurs qui devrait le contenir.

Pour la loi de Gumbel les intervalles de confiance sont obtenus à partir d'abaques de Bernier. Il y a un abaque valable pour un intervalle de confiance de 70 %.

Si par exemple Q<sub>10</sub> est l'estimation de la crue décennale à partir d'un échantillon de n valeurs, on a 70 pour cent de chance de trouver la vraie valeur de Q<sub>10</sub> dans l'intervalle [Q<sub>10</sub>-T<sub>2</sub>.σ, Q<sub>10</sub>+T<sub>1</sub>.σ].

- T<sub>1</sub> et T<sub>2</sub> dépendent de n, ils sont lus sur les abaques de Bernier.(Annexe 07)
- σ: est l'écart type de la série des crues).

Pour le cas du bassin versant de l'oued Tlata : n = 30 ; σ = 75.70 et les intervalles de confiance des différents quantiles se présentent ainsi :

**Tableau III.33: Représente l'intervalle de confiance**

Période de retour (an)	1000	100	10
Intervalle de confiance à 70%	[458-545]	[283-397]	[159-218]

**III.16.4 Hydrogramme des crues :**

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

- **La montée de la crue :**  $Q_{\max} = Q_{\max.p} \cdot \left[ \frac{t}{t_m} \right]^n$  ..... (3.54)

- **La décrue :**  $Q_{\max} = Q_{\max.p} \cdot \left[ \frac{t_d - t}{t_d} \right]^m$  ..... (3.55)

**Avec :**

**t<sub>m</sub>**: Temps de montée de la crue;

**t<sub>d</sub>** : Temps de la décrue;

**m, n**: Puissance des équations **m = 2, n = 3**;

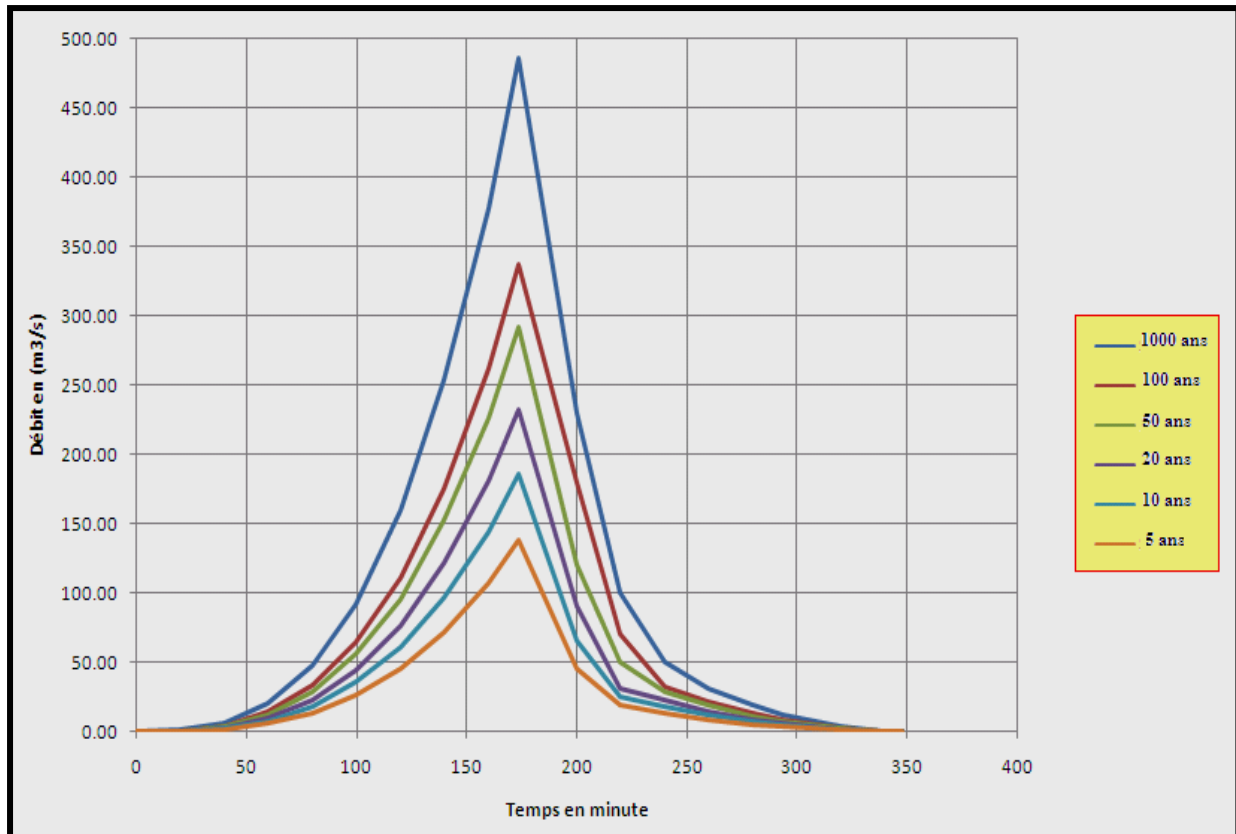
**t<sub>m</sub> = t<sub>c</sub>** et **td = γ. t<sub>c</sub>** On prend **γ = 2**

Selon les études réalisées par l'ANRH sur le bassin versant de l'oued Tlata qui se caractérise par un cours d'eau moyen, une perméabilité et une érosion moyenne, la valeur obtenue est **γ = 2**.

Les débits de crues des différentes périodes de retour de chaque sous bassin sont donnés aux tableaux (6.36) ainsi que les Hydrogrammes correspondants figure (III.23).

**Tableau III.34: valeurs des crues de différentes périodes de retour pour le bassin versant de l'oued Tlata**

Temps en (minute)	Hydrogramme des crues du bassin versant de l'oued Tlata					
	1000 ans	100 ans	50 ans	20 ans	10 ans	5 ans
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	0.74	0.51	0.44	0.35	0.28	0.21
40	5.90	4.10	3.55	2.82	2.26	1.67
60	19.92	13.84	11.99	9.53	7.63	5.64
80	47.22	32.81	28.42	22.59	18.08	13.38
100	92.23	64.07	55.50	44.12	35.31	26.12
120	159.38	110.72	95.91	76.24	61.01	45.14
140	253.08	175.82	152.30	121.06	96.88	71.68
160	377.78	262.44	227.35	180.71	144.62	107.00
174	485.88	337.54	292.40	232.42	186.00	137.62
200	87.88	61.05	52.89	42.04	33.64	24.89
220	65.73	45.67	39.56	31.44	25.16	18.62
240	46.80	32.51	28.16	22.39	17.91	13.25
260	31.07	21.58	18.70	14.86	11.89	8.80
280	18.55	12.89	11.16	8.87	7.10	5.25
294	11.70	8.13	7.04	5.60	4.48	3.31
320	3.15	2.19	1.89	1.50	1.20	0.89
340	0.26	0.18	0.15	0.12	0.10	0.07
348	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00



**Figure III.24: Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour Station d'oued Tlata (méthode Sokolovski)**

Les Hydrogramme des crues établis permettent de voir l'évolution des crues dans le temps. Finalement, une évaluation plus ou moins variée a permis de fixer les valeurs des crues qui traversent la ville de GHAZAOUET et qui nous permettront de faire le dimensionnement et le calcul hydraulique de l'ouvrage de protection de cette ville contre les risques des inondations.

### III.17 Conclusion

Le diagnostic physico- géographique et la connaissance du bassin versant, permettront de caractériser les principaux facteurs naturels intervenant dans l'alimentation en eau et dans l'écoulement ; facteurs orographiques et morphologiques, lithologiques, climatiques et biogéographiques. Leur interaction est déterminante dans le comportement hydrologique de ces bassins. L'étude hydrologique qui a porté sur les deux bassins versants de l'oued (Tlata et Taima) basée sur le traitement statistique des données hydrométriques, mettes en relief les aspects fondamentaux de l'écoulement et l'évaluation des débits et des volumes de crues.



## IV.1 Introduction

La protection contre les crues est un problème associé aux hauteurs d'eau élevées, selon les circonstances, aux vitesses d'écoulement élevées. Le dimensionnement des ouvrages de protection contre les crues se base généralement sur la hauteur d'eau plutôt que sur les aspects liés à l'érosion. Comme pour tous les ouvrages en rivières, le concepteur doit ; naturellement, tenir compte de la nécessité que l'ouvrage résiste aux forces érosives ; il ne s'agit toutefois pas du rôle premier des ouvrages de protection contre les crues. L'onde de crue qui descend la rivière a besoin d'espace pour s'étendre, ce qui entraîne une élévation de la hauteur d'eau, donc l'inondation des terrains adjacents. Il est alors nécessaire de mettre en œuvre différentes mesures de protection contre les crues, en utilisant éventuellement de l'enrochement comme matériau de base. Ainsi, il est possible de construire des digues de protection contre les crues ou des talus le long du bras de rivière et notamment dans la plaine inondable. Il faut parfois appliquer un revêtement sur la face de ces structures exposée à l'action de l'eau afin d'éviter tout dommage, ainsi qu'une protection de pied spécifique. La figure IV.1 présente la protection de pied d'une digue de prévention des crues.

Le revêtement et la protection de pied ne sont pas nécessaires si les ouvrages sont situés loin de rivière, lorsque les vitesses du courant qui atteignent les protections sont faibles.

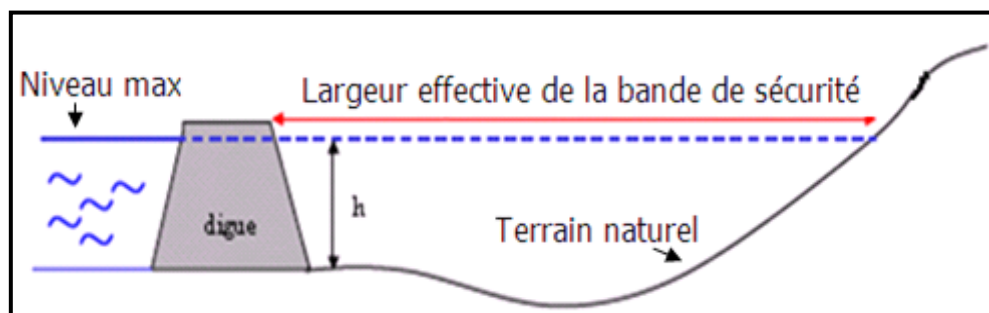


Figure IV.1 : Présente Ouvrage de protection contre les crues.

L'expression « ouvrage de protection » désigne le système complet de protection : système d'endiguement globalement cohérent du point de vue hydraulique et de la protection effective des populations (par exemple un système de digues de premier et second rang), ainsi que les ouvrages « maritimes » (type brise-lames, épis, etc.) associés au système d'endiguement.

## IV.2 Méthodes de l'aménagement hydraulique proposé pour la protection de la ville de Ghazaouet contre les inondations

Un aménagement hydraulique comporte différents ouvrages unitaires de nature diverse telle que (barrages, ouvrages de dérivation, ouvrages répartiteurs de débit, pertuis de contrôle, etc.) interconnectés entre eux par d'autres ouvrages linéaires de liaison (canaux à ciel ouvert, collecteurs enterrés, etc.). Dans cette partie nous proposons Quelques méthodes pour la protection de la ville de Ghazaouet contre les inondations :

### IV.2.1 Types d'aménagement Hydraulique proposé au niveau de l'Oued Tlata et oued Taima.

- Une Digue de protection contre les crues (Barrage écrêteur).
- Protection des berges de l'oued contre l'érosion.
- Correction torrentielle.

### IV.2.2 Types d'aménagement Hydraulique proposé au niveau de l'Oued Marsa.

- Revêtement enrochement.
- Protection des berges au niveau de l'oued Marsa contre les glissements.
- Changement de la morphologie de quelque tronçon de l'oued Marsa.

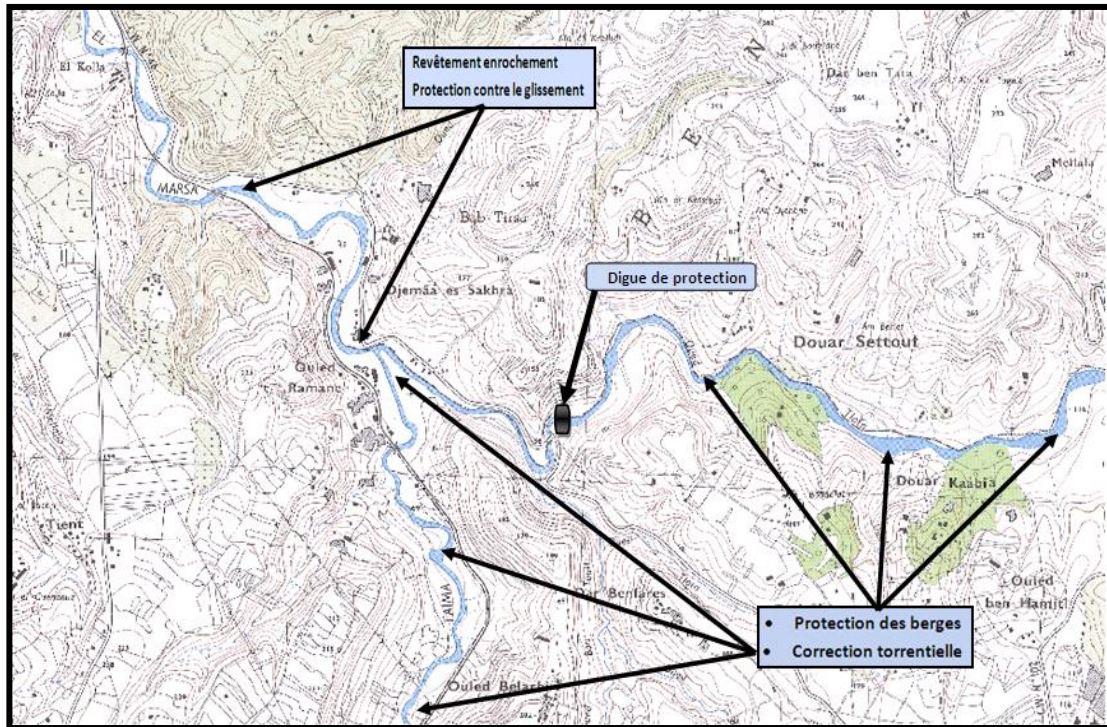


Photo IV.1 : Schéma d'aménagement de la protection de la ville de Ghazaouet Contre les inondations

### IV.3 Aménagement au niveau de l'oued Tlata :

#### IV.3.1 Principes de fonctionnement du barrage écrêteur

Les barrages écrêteur, sont implantés en travers du thalweg et ont pour objet de stocker temporairement un certain volume dans le lit du cours d'eau, de façon à diminuer le débit de pointe de la crue en aval.

Le principe général de fonctionnement, dans le cas d'un barrage écrêteur sans vannes, est le suivant (figure IV.3):

- Un pertuis de fond correctement dimensionné et protégé de l'obstruction par les flottants, permet de limiter le débit en aval, à une valeur compatible avec les enjeux à protéger contre l'inondation ; l'ouvrage est donc transparent pour les débits courants et pour les crues fréquentes ;
- Lorsque la capacité du pertuis est saturée, la retenue se remplit progressivement, ce qui permet de stocker temporairement une partie du volume de la crue ; le débit en aval augmente peu en fonction de la montée du niveau dans le réservoir (écoulement en charge) ; en fin de crue, le volume temporairement stocké dans la retenue se vide naturellement par le pertuis ; l'ouvrage écrête fortement les crues moyennes à rares ;
- En cas de très forte crue, lorsque la retenue est pleine, le déversoir de sécurité entre en fonction pour évacuer la différence entre le débit entrant dans la retenue et le débit transitant dans le pertuis (avec un effet complémentaire de laminage dans la tranche supérieure de la retenue) ; l'ouvrage perd de son efficacité pour les crues rares à exceptionnelles. (Annexe 08).

### IV.3.2 Objectif du barrage écrêteur :

Un barrage écrêteur de crues a pour objectif de diminuer la valeur des débits de pointe en aval. Cet effet est très net pour les crues moyennes qui sont en général les plus morphogènes. Cela peut donc avoir des conséquences préjudiciables sur la géomorphologie du lit en aval : la stabilisation des chenaux d'écoulement en lit mineur, le développement de végétation et la fixation des sédiments, ce qui conduit à une diminution du transit de sédiments par charriage et à une diminution de la débitance du lit pour les crues rares (diminution du Strickler du fait de la végétation).

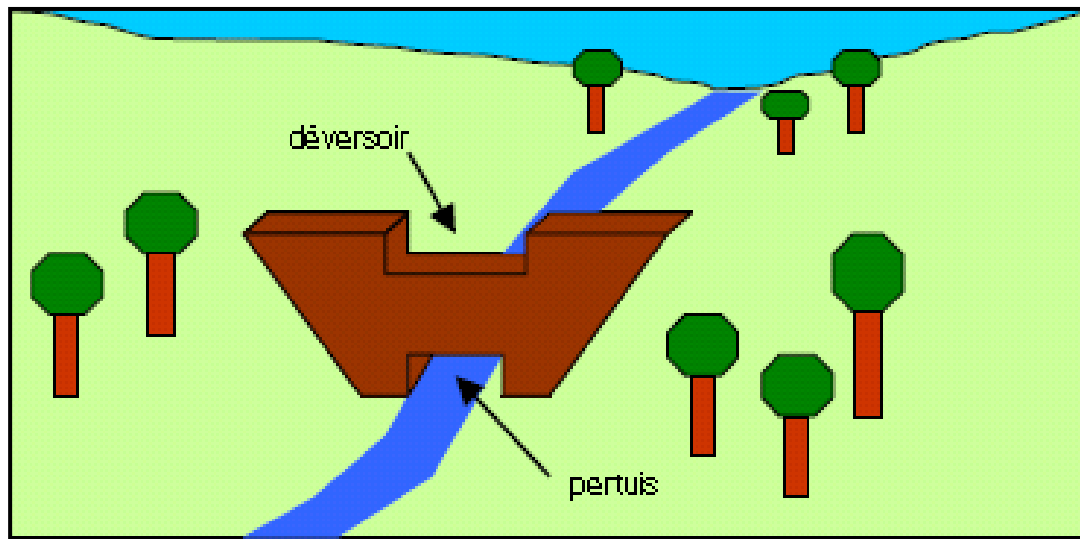


Figure IV.2. Schéma de fonctionnement d'un barrage écrêteur de crue

### IV.4 Justification de l'emplacement de la digue

Pour l'emplacement de la digue de protection nous avons proposé deux variantes au niveau de l'oued Tlata :

#### IV.4.1 Variante 01 :

Le site de la variante 01 a pour coordonnées :

- X= 1°89'00''W (longitude)
- Y= 98°08'00''N (l'altitude)
- A= 71.63 (Km<sup>2</sup>)

La zone est occupée par des affleurements de marnes, il s'agit d'un matériau composé de Silt argileux (Argile et sable fin) impliquant le choix d'une digue en terre homogène compte tenu des excellentes caractéristiques physiques et mécaniques de ce matériau. Le lit de l'Oued est formé par des matériaux limoneux et de blocs de tailles moyennes. Du point de vue structural et technique les couches présentent une concordance en ne signalant aucune faille dans l'aire de l'étude et l'accès au site paraît difficile. Le site paraît faisable à la projection d'une digue de protection contre les crues.

Ce site est favorable à l'emplacement d'une digue de protection contre les crues ; les contextes topographiques et hydro morphologiques présentent de bonnes conditions :

- Bassin versant d'une superficie appréciable.
- Cuvette de faible pente : éviter la surélévation de la digue.
- Rétrécissement de deux rives
- Accès facile



Photo IV.2 : Implantation du site N° 01.

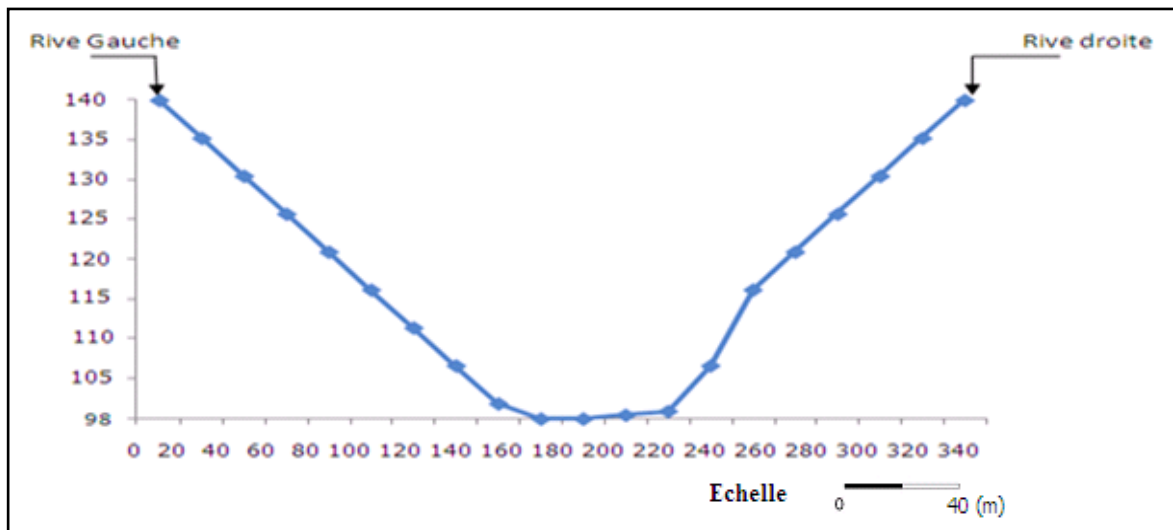


Figure IV.3 : Profile en travers du site 01.

#### IV.4.2 Variante 02 :

Le site de la variante 02 a pour coordonnées :

- $X = 1^{\circ}59'00''\text{W}$  (longitude)
- $Y = 89^{\circ}09'00''\text{N}$  (l'altitude)
- $A = 88.7(\text{Km}^2)$

Géo morphologiquement le site présente un bon étranglement de berges.

Du point de vue géologique on signale une présence intense de fragments calcareux sur une couche argileuse et après prospections il s'est avéré que ce sont le résultat de la défragmentation de la couche calcareuse rentrant en concordance avec la couche argileuse.

Du point vu géologique ce site n'est pas faisable à la projection d'une digue de protection contre les inondations alors que la berge droite ne présente pas de bonnes conditions

Ce site, vis-à-vis de la réalisation d'une digue de protection contre les crues ; est a déconseillé ; étant donné qu'il est défavorable du point de vue des conditions morphologiques.

- Cuvette de forte pente.
- L'envasement de la digue plus élevée (Terrain agricole dans la partie amont de la digue).
- Le village à l'amont de la digue sera inondé.

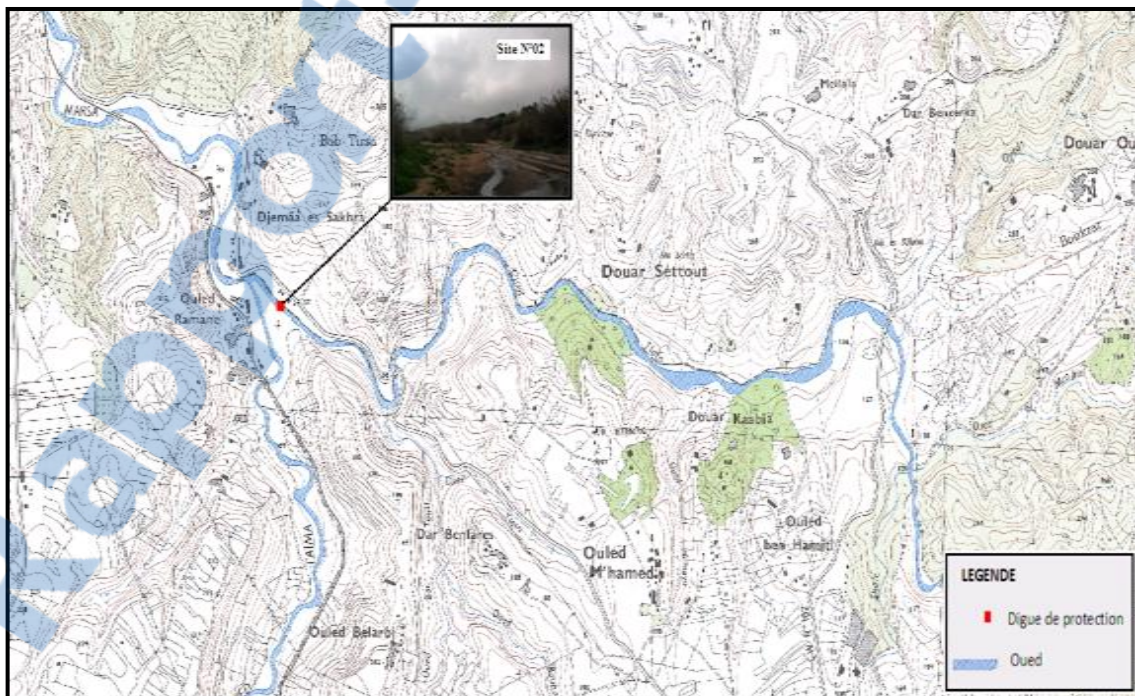


Photo IV.3 : Implantation du site N° 02.

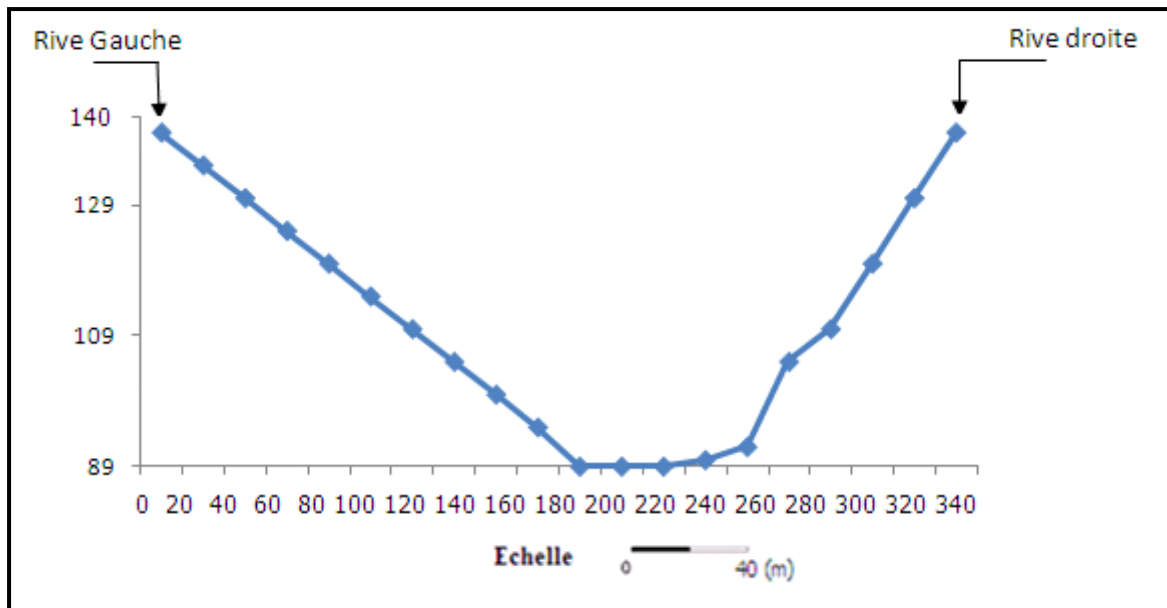


Figure IV.4: Profil en travers du site 02.

#### IV.4.3 Conclusion :

D'après ce qui a été cité ci-dessus :

- Le site de la variante 02 sera écarté et ne fera pas l'objet d'étude.
- L'étude d'exécution de la digue de protection du bassin versant de l'oued Tlata portera sur le choix du site de la variante 01.

### IV.5 Dimensionnement hydraulique d'un barrage écrêteur de crues

#### IV.5.1 Dimensionnement de la digue :

##### IV.5.1.1 Situation Topographique de la digue :

Le site de la digue d'Oued Tlata est localisé dans la commune de Ghazaouet wilaya de Tlemcen. Les coordonnées du site retenu d'après la carte d'état major de Ghazaouet à échelle : 1/25000.

- 1°59'00''W (longitude)
- 89°00''N (latitude)

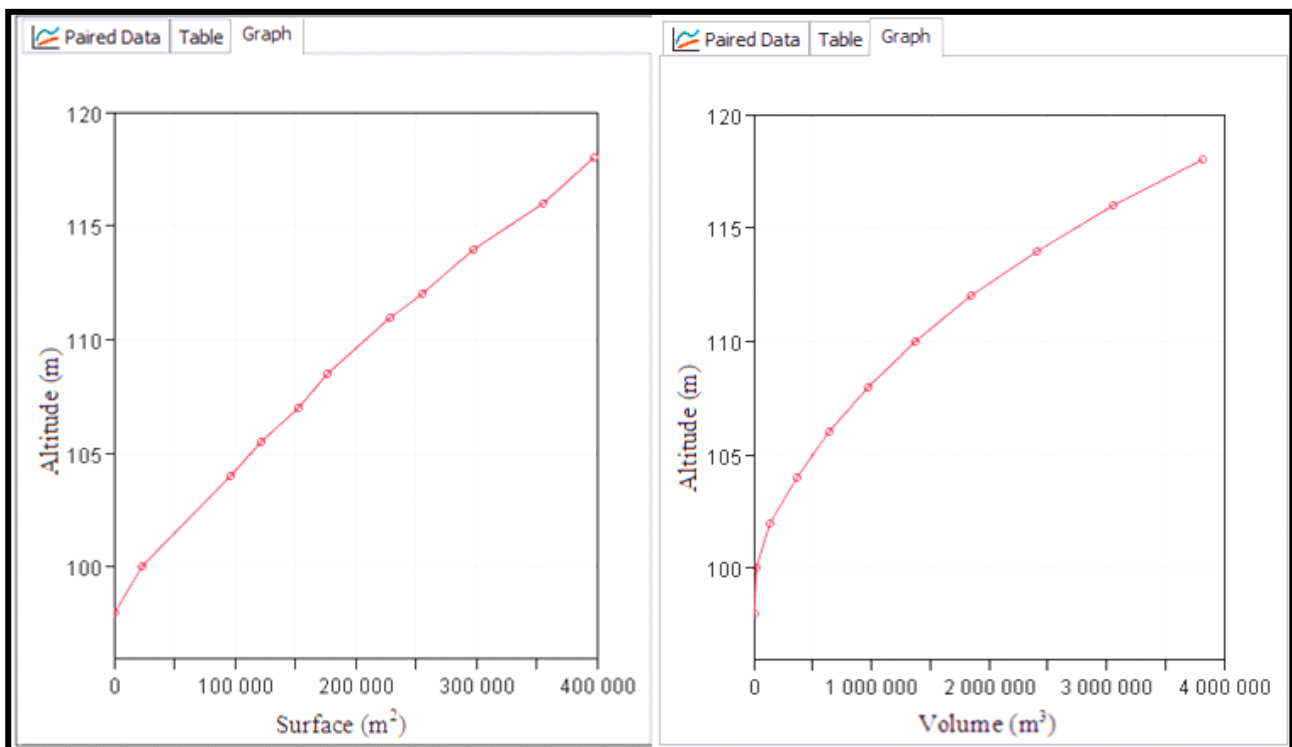
##### IV.5.1.2 La Courbe caractéristique de remplissage :

Sur la base du levé topographique de la cuvette; il a été procédé au calcul du remplissage du lac en considérant un incrément altimétrique de 2.00m.

Les résultats de calcul sont repris dans le tableau IV.1. Ces données nous permettrons d'établir la courbe surface-capacité-hauteur reprise à la figure (IV.5)

Tableau IV.1 : Représente les courbes Hauteurs-Surfaces-Capacités

N°	Cote (m)	Hauteur (m)	Surface Partielle (m <sup>2</sup> )	Surface Moyenne (m <sup>2</sup> )	Capacité (m <sup>3</sup> )	Capacité cumulée (m <sup>3</sup> )
1	98	0	0	0	0	0
2	100	1	23569.12	11784.56	23569.12	23569.12
3	102	1	95786.33	59677.725	119355.45	142924.57
4	104	1	122369.59	109077.96	218155.92	361080.49
5	106	1	152369.64	137369.615	274739.23	635819.72
6	108	1	176594.62	164482.13	328964.26	964783.98
7	110	1	228965.37	202779.995	405559.99	1370343.97
8	112	1	255639.32	242302.345	484604.69	1854948.66
9	114	1	297454.39	276546.855	553093.71	2408042.37
10	116	1	356123.1	326788.745	653577.49	3061619.86
11	118	1	398265.52	377194.31	754388.62	3816008.48

Figure IV.5: Courbe caractéristique de remplissage  $V=f(h) - S=f(h)$  HEC - HMS

#### IV.5.1.3- Envasement de la digue (volume mort)

En posant comme hypothèses que la densité des sédiments avoisines les 1.6 T/m<sup>3</sup> que le délai de service de la retenue soit de 30 ans, et qu'en raison de la répartition spatiale des sédiments le long du cours d'eau en fonction de la vitesse d'écoulement et de celle de chute des éléments solides 70% de ces derniers atteignent la retenue, nous obtenons :

Avec :

$$V_m = A_s * A * \frac{n}{d} \dots \dots \dots (4.1)$$

$V_m$  : Volume mort ( $m^3$ )

$A$  : La superficie du bassin versant en  $km^2$ .

$T$  : La durée de Service 30(ans)

$n$  : Nombre d'année d'exploitation avec  $n = 30 an$ .

$d$  : La densité du vase  $d = 1.6 t / m^3$

$A_s$  : Apport solide spécifique en  $(t / km^2 / an)$ .

#### IV.5.1.4 Calcul de la régularisation

Pour le calcul de la régularisation saisonnière des apports au site de l'oued Tlata, il est nécessaire de déterminer les besoins en eau d'irrigation suivant le taux de régulation établi (80%)

Il s'agit en effet de déterminer l'apport utilisable selon la formule suivante :

$$A_u = A_{moy} * \frac{T_r}{100} \dots \dots \dots (4.2)$$

$A_u$  : Apport utilisable ( $Mm^3/ans$ )

$A_{moy}$  : Apport moyen annuel ( $Mm^3/ans$ ).

$T_r$  : Taux de régulation

Les résultats du calcul sont présentés sur le tableau IV.2 suivant :

**Tableau IV.2 : Récapitulatif des résultats.**

Désignation	Unité	Taux de régulation
		80%
<b>Volume mort <math>V_m</math></b>	<b><math>m^3</math></b>	<b>616761.25</b>
<b>Apport utilisable <math>A_u</math></b>	<b><math>m^3</math></b>	<b>1560000</b>
<b>Cote NRN</b>	<b>m</b>	<b>115</b>
<b>Cote NFO</b>	<b>m</b>	<b>98</b>
<b>Cote volume morts</b>	<b><math>m^3</math></b>	<b>103</b>
<b>Volume utile</b>	<b><math>m^3</math></b>	<b>2264870</b>
<b>Volume total</b>	<b><math>m^3</math></b>	<b>2969740</b>



## IV.6 Laminage des crues :

L'étude de laminage de crue se fait à l'aide d'un logiciel Hydrologique (HEC – HMS) que nous donne la hauteur de la lame déversante en fonction de la largeur du déversoir. Pour le dimensionnement de l'évacuateur, nous avons opté pour la crue centennale

$Q_{1\%} = 337.54 \text{ (m}^3\text{/s)}$ . La charge maximale au dessus du seuil déversant est déterminée à la base d'une étude de laminage du débit de la crue de projet de période de retour de 100 ans c'est-à-dire fréquence 1%.

### IV.6.1 Présentation de Logiciel HEC-HMS

#### IV.6.1.1 Interface de logiciel

Le modèle HEC-HMS (*Hydrologic Engineering Center - Hydrologic Modeling System*) est un modèle hydrologique libre conçu par ; *Hydrologic Engineering Centre* de l'*US Corp Engineers* désigné pour la modélisation hydrologique des bassins versants.

Le principe de ce modèle est la présentation physique des différents processus du cycle hydrologique à l'intérieur du bassin versant par les différentes formules connues dans la littérature et laisse à l'utilisateur le choix de celles qui conviennent le mieux avec le bassin de l'étude. (Annexe 09).

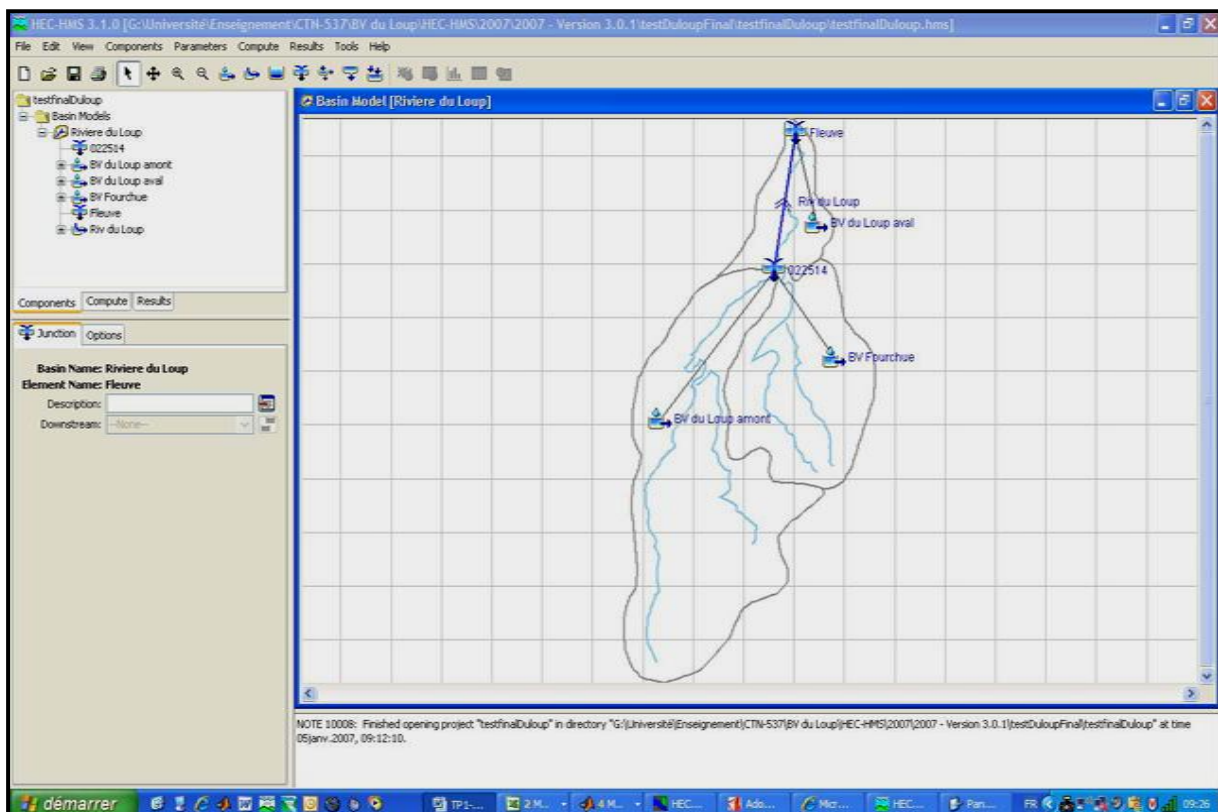


Figure IV.6: Interface du logiciel HEC-HMS.

### IV.6.1.2 Caractéristique du Logiciel HEC-HMS

HEC-HMS fonctionne sous Windows, et bénéficie donc des fonctionnalités de cet environnement (interface graphique, manipulation à la souris, copier-coller, etc.).

Il a été conçu dans l'optique d'une utilisation aussi simple et rapide que possible.

HEC-HMS peut tenir compte de l'influence de la variation du niveau aval sur la capacité des organes de sortie. L'introduction d'organes au comportement variable en fonction du temps, du niveau ou de consignes particulières est actuellement en cours de développement.

La fonction de la galerie (pertuis) est directement calculée à partir des caractéristiques géométriques et hydrauliques des organes de sortie.

HEC-HMS gère divers type d'organes (déversoirs, orifices, ponceaux, vannes, turbines) ainsi que des ouvrages dont la relation hauteur-débit est définie point par point. Le nombre d'organes de sortie.

### IV.6.1.3 Fonctionnement

HEC-HMS comporte 3 fenêtres principales :

#### A- Fenêtre Barrage

Cette fenêtre permet de définir la courbe volume-hauteur  $V(h)$  de la retenue en utilisant l'une des méthodes suivantes:

- saisie d'une courbe point par point,
- expression analytique de la forme,
- description de la géométrie simplifiée du bassin (surface, forme, talus).

Une barre d'outils permet de placer les organes de sortie (évacuateur de crue et la galerie). Ceux-ci apparaissent sous forme d'icônes dans le graphique. Le comportement hydraulique précis de ces organes peut être défini à l'aide des nombreuses options, disponibles dans les boîtes de dialogue correspondantes.

Le bief aval peut être décrit soit par ses caractéristiques hydrauliques (section, pente, rugosité), soit par une courbe hauteur-débit définie point par point.

#### B- Fenêtre Hydrogramme

Cette fenêtre permet d'éditer la crue entrante en utilisant:

- une expression analytique où l'hydrogramme est caractérisé par son débit de pointe, son débit de base, son temps de montée et un facteur de forme;
- une série de couples « débit-temps ». Cette description permet d'importer des données externes en utilisant la procédure standard de copier-coller.

Il est également possible de choisir les unités d'affichage (temps, débit, volume).

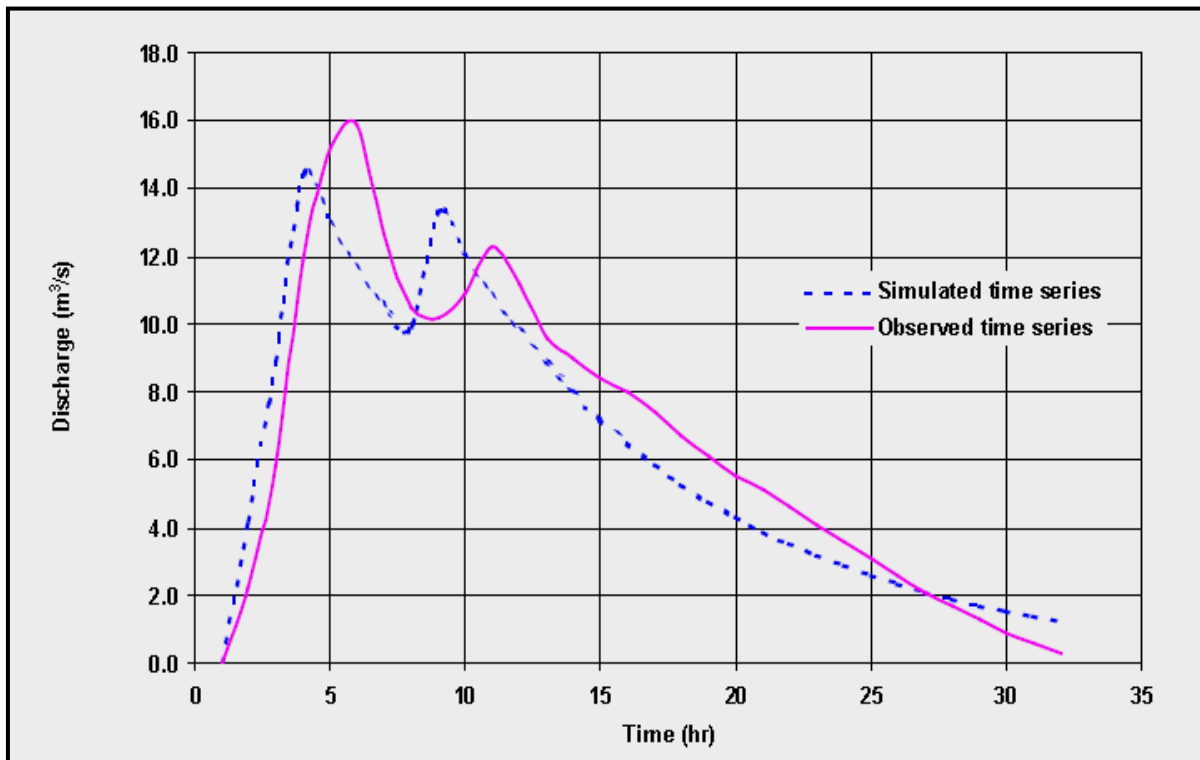


Figure IV.7: Laminage d'une crue dans un bassin de rétention avec HEC-HMS

### C- Fenêtre Résultat

Cette fenêtre permet d'effectuer le calcul de laminage, d'en visualiser le résultat et de modifier les options de calcul (pas de temps, conditions initiales, conservation des données).

Il est possible de basculer entre l'affichage sous forme de tableau des débits ou du niveau. Ces résultats peuvent être exportés via la procédure standard de copier-coller.

Le logiciel HEC-HMS nous permet, à partir de relevé de données topographiques relevées sur le terrain tel que les côtes, d'optimiser certains paramètres caractérisant les éléments du bassin versant. Il a donc été possible en entrant la courbe du débit à l'exutoire (Bassin versant de l'oued Tlata) lors de l'événement pluvieux de caler certains paramètres sur la crue centennale. Le logiciel HEC-HMS peut optimiser le débit évacué :

- 1- A travers l'évacuateur de crue.
- 2- A travers la galerie.

## **IV.6.2 Simulation de HEC-HMS**

La simulation en continu du fonctionnement de la retenue permet de déterminer la largeur du déversoir et le diamètre de la buse de vidange pour écrêter les crues inférieures à une période de retour 100 ans. Les informations à fournir sont :

- la courbe de la hauteur d'eau en fonction du volume d'eau stockable (Figure IV.8) au niveau de la digue.
- le volume disponible de réservoir qui correspond à la capacité maximale du réservoir.
- la valeur de la crue cible correspondant à la crue à écrêter et le pourcentage de réduction (rapport entre la crue après écrêtement et la crue cible).
- le diamètre de la buse de vidange. Une valeur de celui-ci est proposée par le logiciel HEC-HMS à partir du volume disponible du réservoir et la courbe hauteur-volume. L'utilisateur peut toutefois prendre un diamètre différent de celui proposé (le débit  $Q$  évacué sous une charge  $H$  par un évacuateur de largeur  $B$ ).
- L'évacuateur de surface est supposé assez large pour pouvoir évacuer tout débordement sans augmentation sensible du niveau.

Le volume stocké par le réservoir est calculé à partir du volume restant dans le réservoir au pas de temps précédent, en additionnant le volume correspondant à la crue arrivant au niveau du réservoir et en soustrayant le volume évacué par le déversoir et la buse (et éventuellement en surface en cas de débordement).

Le modèle HEC-HMS simule le fonctionnement de la retenue avec une valeur approchée de la crue à écrêter. Le programme mémorise les plus forts débits simulés et, à partir des crues générées les plus proches de celle à écrêter, restitue une estimation du débit écrêté. Le programme donne au final une estimation du volume stocké lors du passage de la crue à écrêter.

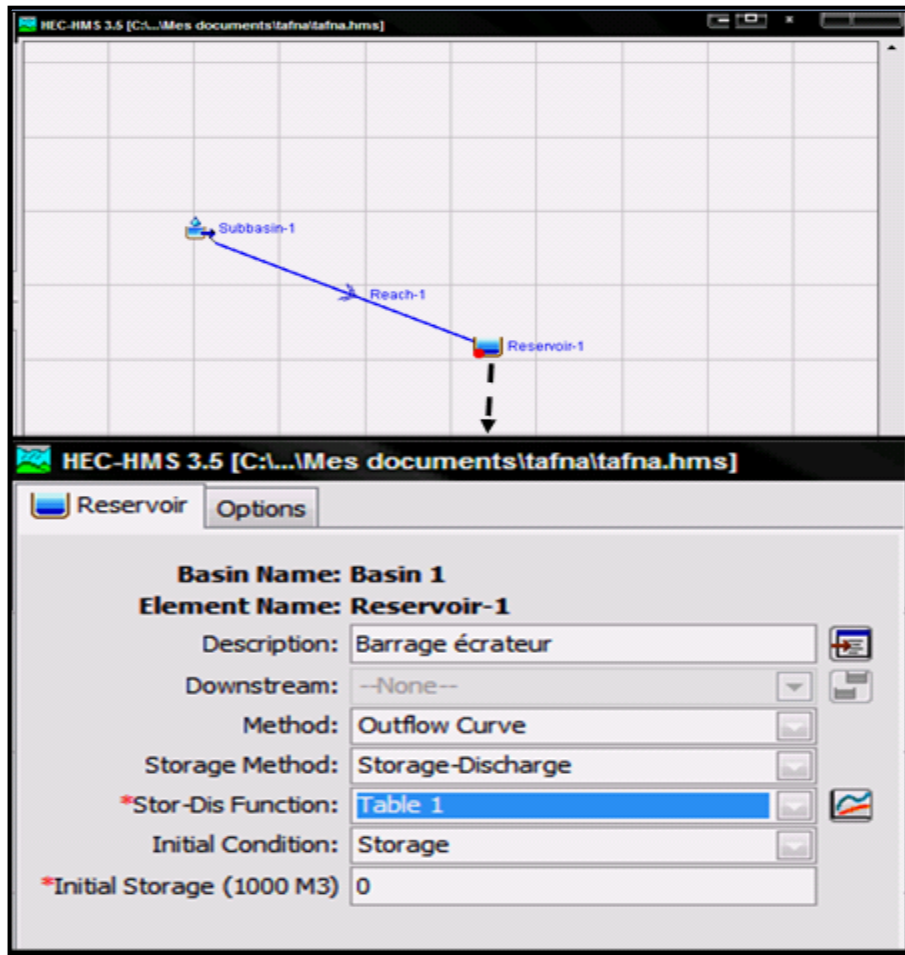


Figure IV.8 : Fenêtre de saisie des données des courbes de remplissage du barrage écrêteur de l'oued Tlata

**IV.6.3 Etude des variantes :**

Pour calculer le débit à travers l'évacuateur de crue et la galerie nous avons proposé quatre variantes :

**Tableau IV.3 : Résultats de la simulation pour chaque élément du barrage.**

				NRN= 115 (m)	Débit de projet =337.54 (m <sup>3</sup> /s)	
Largeur du déversoir (B)	Diamètre de la galerie (D)	Cote NPHE (m)	Cote Galerie (m)	Débit évacué (m <sup>3</sup> /s)		
				Q (Dev) (m <sup>3</sup> /s)	Q (Galerie) (m <sup>3</sup> /s)	H charge sur le déversoir (m)
15	1.5	120	100	110	6.88	5
20	1.8	118	100	92	11.20	3
28	2.2	116	100	61	20	1
65	/	116	/	180	/	1

The screenshot shows a software window titled 'Reservoir' with sub-tabs 'Outlet 1' and 'Options'. The main content area displays the following information:

- Basin Name:** Basin 1
- Element Name:** Reservoir-1
- Method:** Orifice Outlet
- Direction:** Main
- Number Barrels:** 1
- \*Center Elevation (M):** 115
- \*Area (M2):** 28
- \*Coefficient:** 0.49

Figure IV.9 : Fenêtre de saisie des données pour le déversoir du barrage écrêteur de l’oued Tlata

The screenshot shows a software window titled 'Reservoir' with sub-tabs 'Outlet 2' and 'Options'. The main content area displays the following information:

- Basin Name:** Basin 1
- Element Name:** Reservoir-1
- Method:** Culvert Outlet
- Direction:** Main
- Number Barrels:** 1
- Solution Method:** Automatic
- Shape:** Circular
- Chart:** 1: Concrete Pipe Culvert
- Scale:** 1: Square edge entrance with headwall
- \*Length (M):** 136
- \*Diameter (M):** 2.2
- \*Inlet Elevation (M):** 100
- \*Entrance Coefficient:** 0.6
- \*Outlet Elevation (M):** 99
- \*Exit Coefficient:** 0.97
- \*Mannings n:** 0.013

Figure IV.10: Fenêtre de saisie des données pour le pertuis du barrage écrêteur de l’oued Tlata

IV.6.4 : Hydrogramme d'entrée et de sortie du barrage de l'oued Tlata.

Tableau IV.4 : Représente l'Hydrogramme d'entrée et de sortie du barrage

Hydrogramme de l'entrée		Hydrogramme de la sortie	
t	Q	t	Q
0	0.0	120	0.0
35	13.5	140	12.0
87	84.4	200	28.0
174	337.5	240	35.0
209	172.8	285	48.0
227	115.8	340	61.0
244	72.9	720	22.0
262	42.2	1062	12.0
280	21.6	1227	7.5
297	9.1	1391	2.5
315	2.7	1556	1.0
332	0.3	1720	0.3
350	0.0	1885	0.0

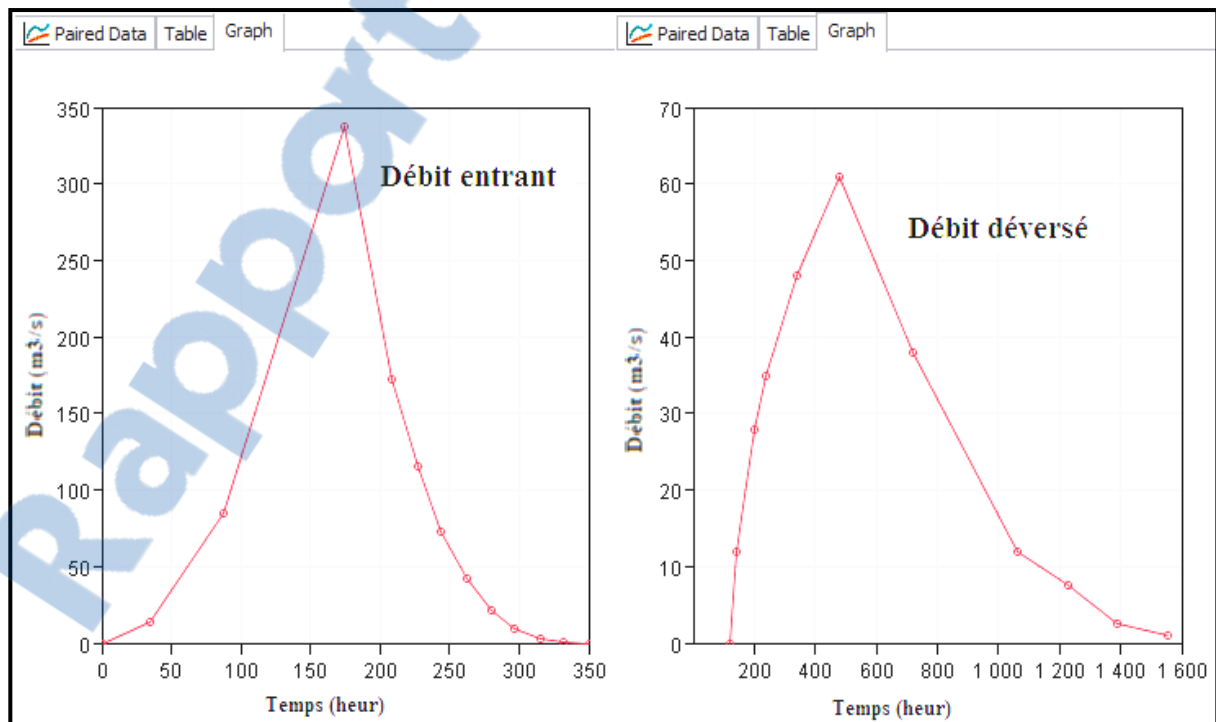


Figure IV.11 : Hydrogramme d'entrée et de sortie du barrage de l'oued Tlata

### IV.6.5 Conclusion :

Après les résultats de simulation nous avons adopté la troisième variante :

- Premièrement il n'y a pas un débordement au niveau de la crête du barrage.
- Deuxièmes le débit qui traverser de l'oued Ghazouana après cet aménagement ne se provoque pas aucun débordement au niveau de la ville de Ghazaouet.
- Largeur du déversoir **b= 28(m)**.
- Charge sur le seuil du déversoir **H<sub>0</sub> = 1.00(m)**
- Débit laminé évacué (Débit traversé par l'évacuateur de crue) **Q<sub>L</sub> = 61(m<sup>3</sup>/s)**

### IV.7 : Dimensionnement Hydrotechnique de la digue

#### IV.7.1 Cote des plus hautes eaux :

La cote des plus hautes eaux est définie par :

$$NPHE = NRN + H_d + E \dots \dots \dots (4.3)$$

- NPHE : Cote plus hautes eaux (m).
- NRN : Cote du niveau normal de retenue (m).
- H<sub>d</sub> : Charge sur le seuil du déversoir (m).

$$NPHE = 115.50 + 1.50 = 117(m)$$

#### IV.7.2 Cote de la crête de la digue

La cote de la crête est définie par :

$$C_{cr} = NPHE + R \dots \dots \dots (4.4)$$

- C<sub>cr</sub> : La cote de la crête.
- R : La revanche.

#### IV.7.3 La Revanche :

La revanche ou réserve de sécurité est la hauteur de remblai supplémentaire comprise entre la crête du barrage et le niveau des plus hautes eaux. Destinée à prémunir l'aménagement contre les effets de submersion pouvant être engendré par le déferlement des vagues.

La revanche peut être calculée par la relation suivante :

$$R = 0.75 * H + \left(\frac{V^2}{2g}\right) \dots \dots \dots (4.5)$$

- H : Hauteur des vagues en (m)
- V : Vitesse du vague en (m/s).

La hauteur des vagues est estimée à l'aide de la formule de MALLET :



$$H = 0.5 + 0.3 * (L)^{0.5} \dots\dots\dots (4.6)$$

- L : Fetch égal à 15 km

$$H = 1.66 \text{ (m)}$$

La vitesse des vagues est donnée par la relation de Gaillard :

$$V = 1.50 + 2 * H \dots\dots\dots (4.7)$$

$$V = 4.82 \text{ (m/s)} \implies R = 2.40 \text{ m}$$

On peut également estimer la revanche par la formule simplifiée :

$$R = 1 + 0.3 * F^{0.5} \dots\dots\dots (4.8)$$

$$R = 2.16 \text{ m}$$

On adopte la valeur de la revanche : **R = 2.00 m**

Donc la cote de la crête est de : **C<sub>cr</sub> = 115.5 + 1.5 + 2 = 119 m**

#### IV.8 Justification de la digue

Les conditions topographiques et géologiques ainsi que la présence de matériaux de construction locaux composent deux variantes de types de la digue.

- Digue en terre homogène compacté.
- Digue à noyau central argileux.

##### IV.8.1 Digue homogène avec écran vertical drainant en sable.

Le choix de cette variante de la digue est favorisé par les techniques de constructions et l'expérience souhaitée de la part de l'entreprise réalisatrice.

##### IV.8.2 Digue en terre homogène compacte :

La digue homogène en terre est admise en terre homogène, cette variante est la variante la plus adoptée et cela pour les raisons suivantes :

- Technique d'exécution plus simple et permet de mécaniser au maximum le processus de sa création.
- La connexion de la digue en terre avec l'assise de fondation est plus sûre grâce au contour souterrain développé.

##### IV.8.3 Axe de la digue :

Pour le choix d'un axe de la digue, on s'efforce de réunir certaines conditions sur le site ; telles qu'il soit conféré au projet sécurité, économie et aisance dans l'exécution des travaux.

Les principales conditions de la faisabilité du site sont :

- La disponibilité des matériaux sur site.

- La nature des fondations
- La hauteur de l'ouvrage.
- Situation vis-à-vis de l'aléa sismique.
- La projection de l'axe tenir compte de l'implantation du la digue (photo IV.3)
- La longueur de la crête doit être la plus courte possible.



Photo IV.4 : Implantation de la digue (BENMIA kouider 2012)

### IV.8.4 Hauteur de la digue :

La hauteur de la digue est déterminée comme suit :

$$H_{\text{digue}} = C_{\text{cr}} - C_{\text{f}} \dots \dots \dots (4.9)$$

Avec :

- $H_{\text{digue}}$  : Hauteur de la digue = 21m.
- $C_{\text{cr}}$  : Cote en crête en = 119m.
- $C_{\text{f}}$  : Cote du fond de l'oued en = 98m.

### IV.8.5 Largeur en crête

Les principales formules donnant la largeur en crête sont :

- **Formule de KNAPPEU:**  $B_c = 1.65 * (H_{\text{digue}})^{0.5} \dots \dots \dots (4.10)$

- **Formule d'USBR :**  $B_c = \frac{H_{\text{digue}}}{5} + 3 \dots \dots \dots (4.11)$

- **Formule de FRANCAISE :**  $B_c = 3.6 * (H_{\text{digue}})^{\frac{1}{3}} - 3 \dots \dots \dots (4.12)$

$H_{\text{digue}}$  : Hauteur de la digue (m).

$B_c$  : Largeur en crête (m).

**Tableau IV.5 : Différentes valeurs de  $B_c$**

Formules	Formule de KNAPPEU	Formule d'USBR	Formule de FRANCAISE
$B_c$ (m)	<b>7.56</b>	<b>7.20</b>	<b>6.93</b>

Les résultats obtenus dans le tableau IV.12 leur majorité préconisent une largeur en crête supérieur à 7 mètre. Sachant qu'en générale toutes ces formules ont tendance à légèrement surestimer les résultats, nous retiendrons la valeur de la largeur en « crête,

**$B_c = 7$  (m).**

### IV.8.6 La base du barrage :

$$B = m_1 \cdot H_B + m_2 \cdot H_B + L_C$$

Avec :  $H_B$ : La hauteur du barrage = 21(m)

$m_1$ : La pente du talus amont = 2.5

$m_2$  : La pente du talus aval = 2.5

L : La largeur en crête = 7 m

B : La largeur de la base du barrage

Le calcul donne une base de longueur B= 112 m.

#### IV.9 Le pertuis de fond

En pied amont du barrage, on réalise un pertuis dont la section est déterminée de façon à laisser passer les débits courants et les crues fréquentes, non dommageables pour l'aval. Au delà de ce débit, le pertuis commence à se mettre en charge, et la retenue commence à se remplir. L'efficacité optimale de ce type de barrage est obtenue en calculant la dimension du pertuis de telle sorte que le débit à retenue pleine (juste avant déversement sur le seuil de surface) soit voisin du débit de plein bord dans les zones aval où le débordement est dommageable.

#### IV.9.1 Détermination les caractéristiques du pertuis et du canal sous remblai d'un barrage écrêteur

##### IV.9.1.1 Détermination la section du pertuis

La section du pertuis peut être déterminée par la relation suivante :

$$Q = c \cdot S \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H} \dots \dots \dots (4.13)$$

Avec :

- Q [m<sup>3</sup>/s] : débit maximum admissible à l'aval ;
- c : coefficient de débit du pertuis (de 0,6 pour un entonnement non profilé à 0,85 pour un entonnement très bien profilé) ;
- S [m<sup>2</sup>] : section du pertuis ;
- H [m] : si le débouché aval n'est pas en charge, c'est la différence entre le niveau amont juste avant déversement et l'axe du pertuis (H1 – H2) illustré sur la figure IV.12 s'il est en charge c'est la différence de charge entre l'amont et l'aval ;
- g = 9,81 m/s<sup>2</sup>

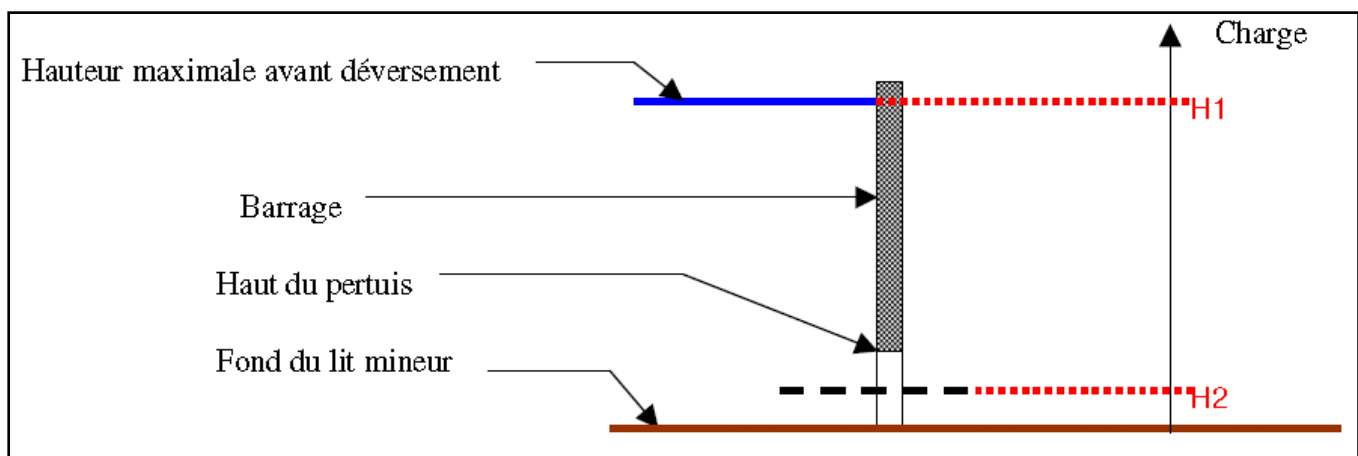


Figure IV.12: Fonctionnement d'un barrage écrêteur

**A- Le canal sous remblai est dimensionné à partir de la formule de Manning- Strickler**

$$Q = K_s \cdot S \cdot (R_h)^{2/3} \cdot \sqrt{I} \dots \dots \dots (4.14)$$

Avec :

- $Q$  [ $m^3/s$ ] : débit maximum admissible à l'aval ;
- $K_s$  : coefficient de Strickler (=75 pour un canal en béton)
- $R_h$  [m] : rayon hydraulique (=D/4) pour un canal a forme circulaire, à pleine section)
- $I$  [m/m] : pente de la conduite

Cette formule est valable pour  $31,8 < K_s \cdot (R_h)^{1/6} < 68,4$

Pour le pas de temps suivant, on calcule la différence entre le débit dans la canalisation ainsi trouvé et celui dans la rivière à partir de la formule de l'hydrogramme. On obtient la variation de débit entre les deux temps qu'on convertit en variation de hauteur.

Cette variation, sommée à la hauteur au temps précédent nous donne la hauteur à l'instant considéré, que l'on peut convertir en volume.

Les Résultats sont résumés dans le tableau suivant ;

**Tableau IV.6 : Caractéristiques du puits après la simulation de logiciel HEC-HMS**

Désignations	Unité	Valeurs	
		puits	canal
Débit traversé par la galerie (Q)	$m^3/s$	<b>20</b>	<b>20</b>
Vitesse (v)	m/s	<b>5.26</b>	<b>5.26</b>
Diamètre de la conduite (D)	m	<b>2.20</b>	/
Hauteur du canal (H)	m	/	<b>1.5</b>
Larguer du canal (l)	m	/	<b>2.5</b>
Durée de montée $T$ (h) :	h	<b>70</b>	<b>70</b>
Section de la conduite (S)	$m^2$	<b>3.80</b>	<b>3.80</b>
Rayon Hydraulique (Rh)	m	<b>0.55</b>	<b>0.77</b>
Coefficient de Manning (Ks)	/	<b>75</b>	<b>75</b>
La pente de la conduite (I)	m/m	<b>0.01</b>	<b>0.01</b>
Longueur de la conduite (L)	m	<b>136</b>	<b>136</b>



Photo IV.5: Entrée du collecteur enterré en amont immédiat de la zone à habitat dense (Cemagref - 2010)

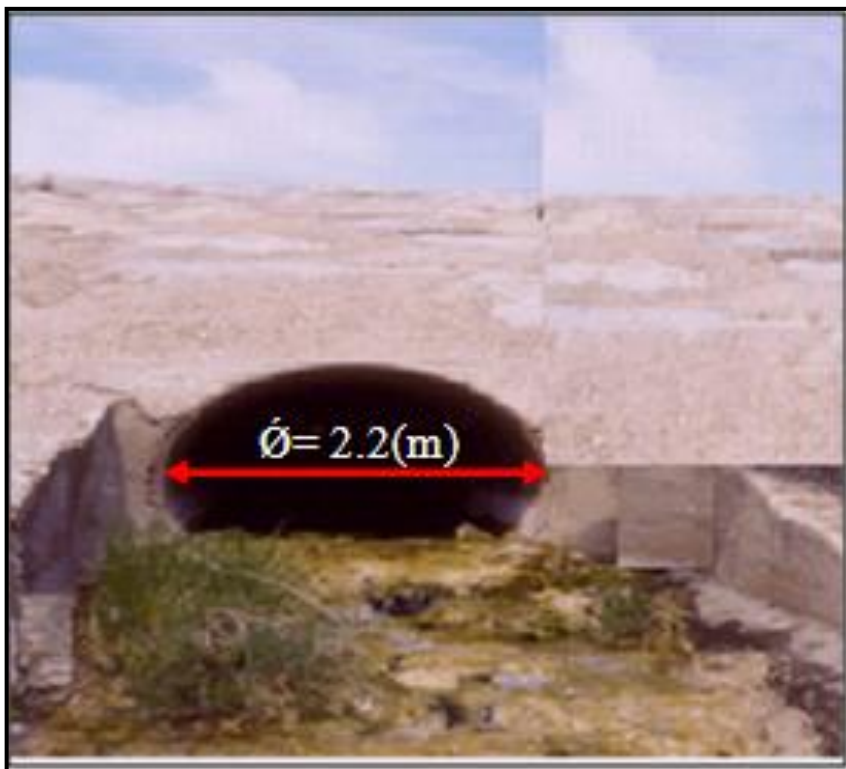


Photo IV.6 : Sortie du pertuis du barrage écrêteur de crue – vue depuis l’aval

Ces notions ne concernent que le barrage écrêteur de crues et les digues de protection contre les inondations.

Un barrage écrêteur de crues est équipé de pertuis (libres ou vannés), dont le dimensionnement est basé sur la capacité du lit en aval. On évalue le débit maximal non dommageable du cours d'eau en aval du barrage (par exemple débit de plein bord du lit mineur ou débit d'un ouvrage aval créant section de contrôle) et on dimensionne les pertuis

pour délivrer au maximum ce débit. Si le débit entrant dans la retenue lui est supérieur, il y a un stockage temporaire dans la tranche d'eau de laminage, jusqu'à atteindre la cote d'un déversoir de surface dont la fonction est d'assurer la sécurité du barrage lors des événements extrêmes.

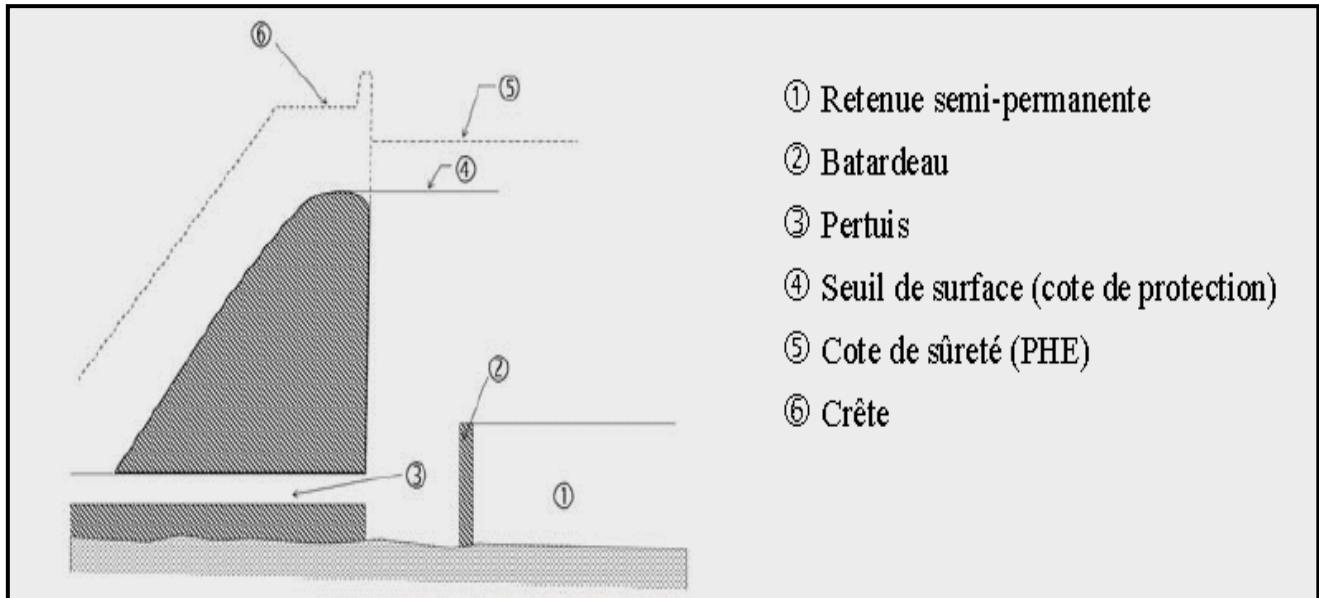


Figure IV.13 : Coupe schématique d'un barrage écrêteur de crues.

#### IV.10 Aménagements complémentaires au niveau de l'oued Tlata et l'oued Ghazouana.

##### IV.10.1 Protection des berges contre l'inondation :

Le type d'aménagement fluvial le plus courant est la protection des berges contre les crues appelée le revêtement. Ils se composent d'une couche de matériaux résistant à l'érosion qui recouvre le matériau érodable des berges, et parfois même de la Rivier. On utilise pour cela différents matériaux : enduits géotextiles ; etc.

Le choix du matériaux le plus adopté doit s'effectuer à un stade précoce du projet. Les enrochements peuvent être placés directement sur les berges ou le lit à protéger. Néanmoins ; on recommande souvent de les placer sur une sous couche de transition entre l'enrochement moyen de la carapace et les matériaux fins et érodable des fondations. La sous couche peut être constituée de roche broyée ou de galets qui empêche toute érosion du sous sol à travers les vides de la protection. Il est possible d'utiliser des géotextiles dans le système de filtration, en parallèle ou à la place du filtre granulaire. La sous couche permet à la fois de réduire que les matériaux des fondations ne soit emporté dans la carapace, et le risque que celle-ci perfore le sous sol.



Photo .IV.7 : Protection des berges classique contre l'inondation. (BESSON 2007).

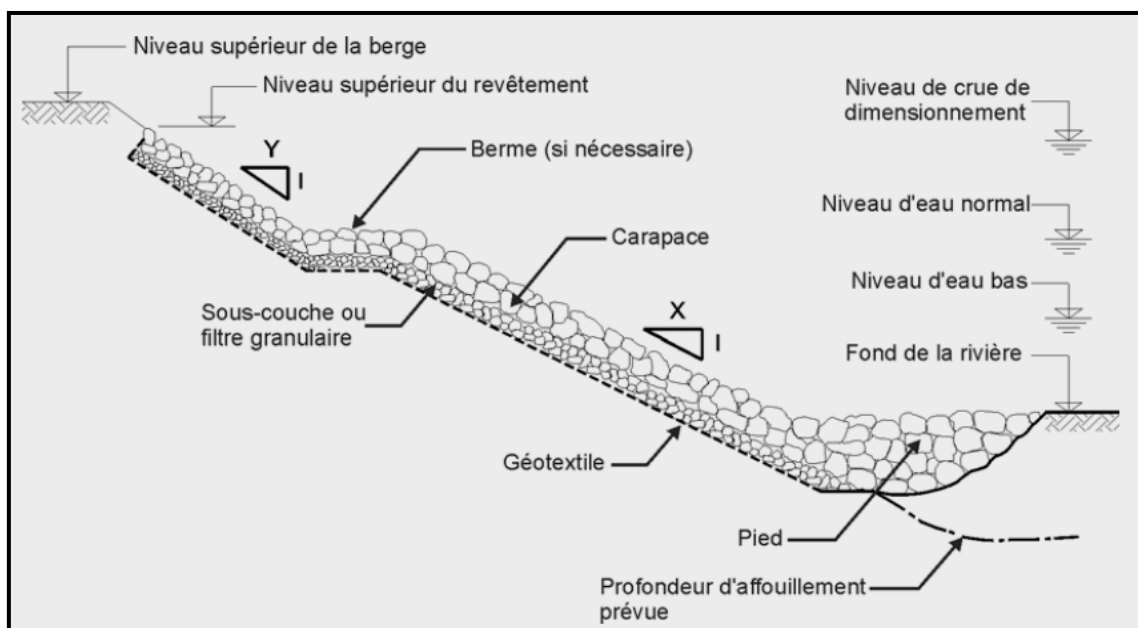


Figure IV.14 : Eléments constitutif d'un revêtement en enrochement classique (Tappin, R G R, Van Duivendijk, Haque, M 1998)

L'approche la plus courante est de construire la protection sur la berge existante. Cependant il est parfois nécessaire de modifier la géométrie de la berge. Celle-ci est alors réalignée avant de mettre en place la protection.





Photo IV.8 : Une vue de versants aménagés par des protections des berges oued Taima  
(Source Forêt de Ghazaouet)



Photo IV.9 : Exemple de murettes oued Tafna. (Source Forêt de Ghazaouet)

#### **IV.10.2 Changement de morphologie de la rivière :**

Affectés par ses changements morphologiques, un revêtement bien conçu doit résister aux forces érosives en service, dès lors que les opérations de maintenances nécessaires sont

effectuées. Les aménagements fluviaux sont toutefois localisés, et visent à stabiliser l'intégralité de la section transversale de la rivière. Le mouvement du lit et des berges peut donc se poursuivre au niveau des zones non protégées. Ainsi ces phénomènes sont plus marqués près des limites des aménagements fluviaux.

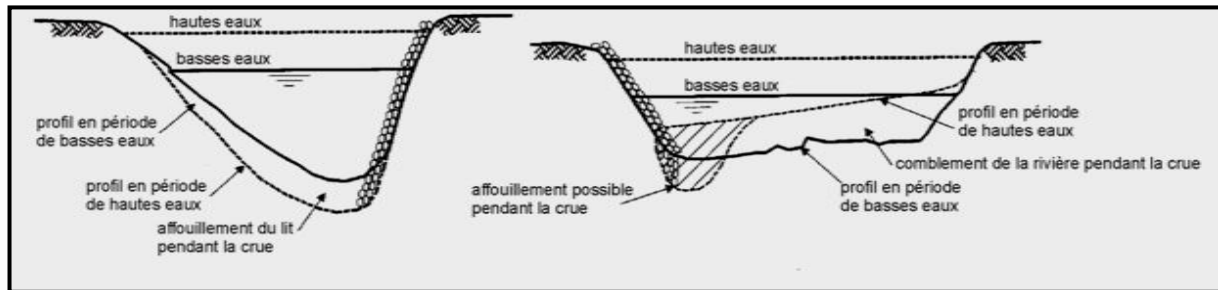


Figure IV.15: Exemple de changement de morphologie d'une rivière (Tappin, R G R, Van Duivendijk, Haque, M 1998)

### IV.10.3 Gabionnage :

Un gabionnage est un talus en enrochement de faible hauteur, enraciné à la berge et établi transversalement par rapport au cours d'eau. Il constitue un obstacle à l'écoulement de l'eau et provoque différents types de coursants.

En hautes eaux, avec déversement, c'est un coursant à axe horizontal qui se crée: le gabionnage rehausse le niveau d'eau à son niveau donc induit une pente transversale et un coursant de la berge au centre du lit apparaît dans les eaux superficielles. Un coursant inverse dans les eaux de fond rééquilibre les débits. Ainsi on a deux coursants croisés qui créent le tourbillon. Dans cette zone perturbée en aval de la tête du gabionnage, on observe un affouillement.

- Réduire la vitesse de ruissellement, retenir les sédiments et protéger les infrastructures socio-économiques en aval.
- Ils sont utiles pour la correction des ravins à largeur importante



Photo IV.10 : Exemple d'un Gabionnage oued Ghazouana (BENMIA Kouider 2012)

### IV.10.4 Banquettes

Ce sont des levées de terre de faible hauteur (0.50 m) établies selon les courbes de niveau; elles sont généralement plantées par des arbres permettant de valoriser les surfaces marginales, de fixer les ouvrages et améliorer l'infiltration. Elles sont des petites terrasses horizontales, perpendiculaires à la ligne de la plus grande pente, dans le but est de remodeler une parcelle. Le talus à l'amont de la banquette dépasse rarement 1 mètre de haut. La largeur de la terrasse varie entre 0.5 et 2.5 mètres. S'il s'agit d'éléments de banquette, la longueur est comprise entre 4 et 10 mètres.

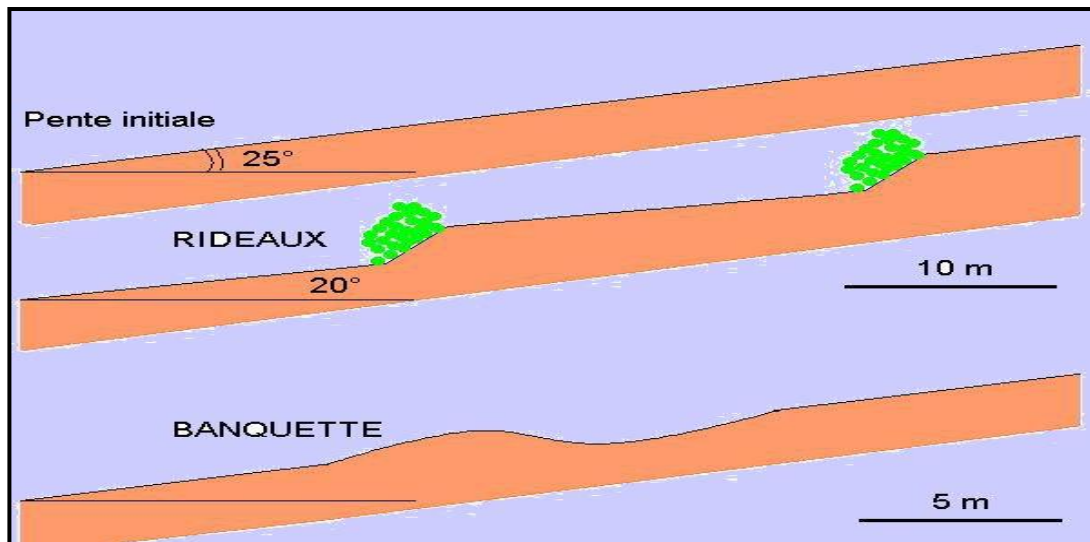


Figure IV.16 : Des coupes transversales de Rideaux et de banquettes. (TALON.A D. BOISSIER, L. PEYRAS .2009)

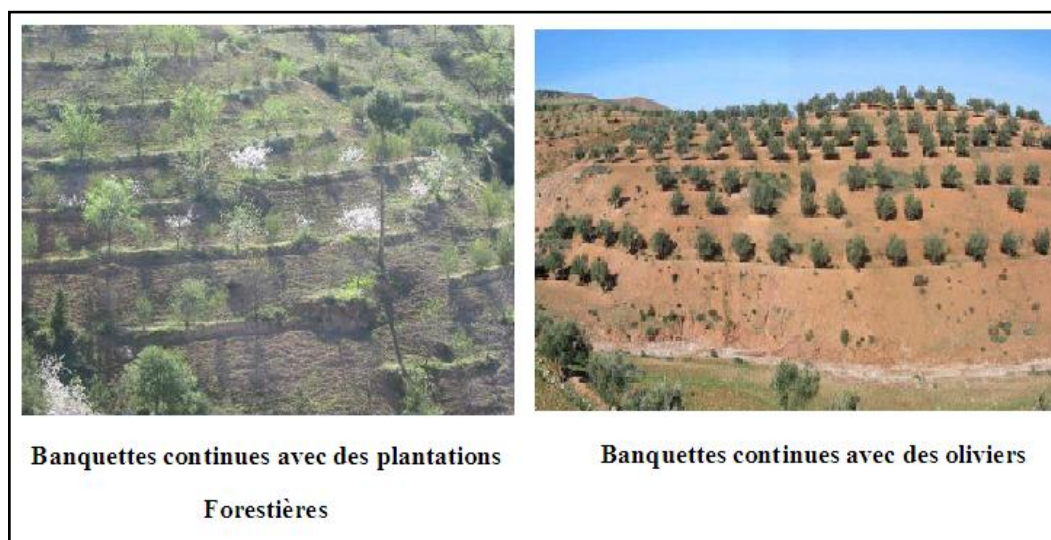


Photo IV.11 : Plantations fruitières et forestières sur banquettes Oued Tlata.

### **IV.10.5 Correction torrentielle**

Elle s'applique au ravinement et aux torrents. Les torrents sont des cours d'eau à régime spasmodique, à pente forte et qui travaillent dans des matériaux faciles à affouiller. Ils provoquent beaucoup de dégâts et menacent les villages, les champs cultivés, les voies de communication, etc

Bien que limitée dans l'espace, l'érosion en ravine est importante par les volumes de terre mis en jeu, et par les risques qu'elle fait courir à la stabilité des ouvrages situés en amont. De plus, les ravines servent fréquemment d'exutoires aux eaux évacuées par un réseau de diversion.

La conception d'une installation de lutte contre le ravinement comporte trois étapes :

- L'inspection du ravin pour déceler les causes de l'érosion : Quels changements ont-ils pu se produire qui ont aggravé le problème? Le lit du ravin cache-t-il une source?
- L'estimation du débit maxima de l'eau se déversant dans le ravin. Ce débit est fonction de la topographie du bassin versant, de sa superficie, de sa végétation, du type de sol et de la capacité du bassin de retenue des eaux. Cette étape fait appel à des compétences techniques.
- La mesure approximative de la longueur et de la pente du ravin. Une fois muni de ces renseignements, on peut passer au choix de l'installation de lutte contre le ravinement.

#### **A- Cas des petites ravines**

L'activité des petites ravines est très variable d'une région à l'autre en fonction du stade de dégradation atteint.

Dans cette section, nous allons aborder les différentes mesures pour lutter contre les petits ravins à savoir la correction par la fixation biologique et par des diguettes en pierre sèche.

#### **B- Correction par fixation biologique**

La fixation biologique par implantation d'une végétation arborée ou herbacée peut constituer une armure défendant les bas-fonds. Ces types d'aménagement ont deux objectifs majeurs à savoir premièrement l'amélioration de la productivité agricole ou forestière et deuxièmement la réduction du débit solide et la régularisation des écoulements. L'outil de base est un seuil placé en travers de la ravine et constitué par du matériel végétal vivant.

#### **C- Correction par des diguettes en pierres sèches**

Par ailleurs, l'utilisation des petits seuils en pierres sèches peut jouer un rôle provisoire dans la correction de ravinement avant la mise en place des seuils biologiques par de la végétation. Ces seuils peuvent créer par leur atterrissement un milieu favorable à l'installation des plants.

**D- Correction par des seuils en maçonnerie**

- Les ravins développés sur les formations calcaires ou marno-calcaires souffrant d'érosion active par entailles linéaires sont traités mécaniquement par des seuils en maçonnerie en attendant une végétalisation de leurs fonds, berges et impluviums.
- Le but des paysans est de limiter leur évolution et éviter la généralisation du ravinement sur la parcelle.
- Elle consiste à réduire la vitesse de ruissellement, retenir les sédiments et protéger les infrastructures socio-économiques en aval.



Photo IV.12 : Traitements des ravines par un Mur en gabions (TALON.A D. BOISSIER, L. PEYRAS .2009)

**IV.11 Quelques règles supplémentaires proposées pour l'aménagement du bassin versant de l'oued Tlata**

- L'aménagement mécanique et biologique d'une ravine peut être réalisé progressivement en 1 à 6 ans, mais il doit concerner tout le bassin dès la première année. La fixation biologique d'une ravine vient consolider les versants et le fond de ravine stabilisé par différents types de seuils; si on inverse l'ordre, les plantes sont emportées avec les terres lors des crues.
- L'emplacement des seuils doit être choisi avec soin selon l'objectif visé. Si on cherche seulement à rehausser le fond de ravine pour que les versants atteignent la pente d'équilibre naturel, il faut choisir un verrou, une gorge étroite où de nombreux seuils légers pourront s'appuyer sur des versants solides.
- L'écartement entre les seuils est fonction de la pente du terrain. Le déversoir aval doit être à la même altitude que la base du seuil amont, à la pente de compensation près (1 à 10 % selon la nature du fond de ravine) qui peut s'observer sur place (zone stable sans creusement ni sédimentation). Dans un premier temps on peut doubler cet écartement et construire les seuils intermédiaires dès que la première génération de

seuil est comblée de sédiments: stabiliser immédiatement les sédiments piégés avec des plantes basses dans l'axe d'écoulement et des arbres sur les versants.

- Le courant d'eau doit être bien centré dans l'axe de la ravine par les ailes du seuil, plus élevées que le déversoir central. Ce déversoir doit être renforcé par de grosses pierres plates plus cimentées ou par des ferrailles pour résister à la force d'arrachement des sables, galets et roches qui dévalent à vive allure au fond des ravines.
- L'énergie de chute de l'eau qui saute du déversoir doit être amortie par une bavette (enrochement, petit gabion, grillage + touffes d'herbes) ou par un contre-barrage (cuvette d'eau) pour éviter les renards sous le seuil ou le basculement du seuil.
- Tenir le bétail à l'écart de l'aménagement: il aurait vite fait de détruire les seuils et de dégrader la végétation. En compensation, on peut permettre des prélèvements de fruits, de fourrages et plus tard de bois, en échange de l'entretien de l'aménagement.
- L'aménagement mécanique n'est terminé que quand on a éteint les sources de sédiments, stabilisé les têtes de ravine et les versants. La végétalisation doit alors se faire naturellement si on a atteint la pente d'équilibre, mais on peut aider la nature en couvrant rapidement les sédiments (herbe) et en les fixant à l'aide d'arbres choisis pour leurs aptitudes écologiques et leur production. Il faut passer de la simple gestion des sédiments à la valorisation des aménagements.

## **IV.12 Etude hydraulique**

### **IV12.1 L'objectif de l'étude Hydraulique :**

L'étude hydraulique consiste à faire le diagnostic de la zone d'étude pour tout événement hydraulique. Elle consiste à calculer les hauteurs d'eau et déterminer les zones de débordement. Dans ce travail, nous avons utilisé deux logiciels, le premier logiciel de Système d'Information géographique (SIG) et le deuxième logiciel de modélisation de rivières (HEC-RAS) qui permettent de reproduire l'état naturel de la zone à l'état numérique. Le logiciel de modélisation hydraulique HEC-RAS permet de connaître le comportement d'un cours d'eau et le cas échéant de prévoir les inondations et de pouvoir anticiper les éventuels dégâts.

Une simulation hydraulique d'un modèle est un calcul, dont les résultats sont caractéristiques du débit, de la géométrie du cours d'eau ainsi que des conditions aux limites du modèle. Les données topographiques et les conditions aux limites sont les données de base pour concevoir le modèle dans HEC-RAS. Il existe différents types de données topographiques qui dépendent de l'extension géographique du modèle, de sa résolution et surtout de la précision des valeurs.

**(Annexe 10).**

### **IV.12.2 Problématique**

Nous allons à présent mener une étude focalisée sur l'inondabilité de zones à risques. Pour cela nous disposons de la réponse hydrologique en tout point du bassin versant, ainsi que d'estimations de débits de crue à différentes périodes de retour (chapitre 06)..

Aussi nous avons choisi de nous intéresser au bief de l'oued Ghazouana situé dans la commune de Ghazaouet, et qui s'étend sur 25 km. En effet, cette zone est souvent touchée par des inondations.

Dans cette partie nous avons étudié deux variantes :

- Première variante étude du débit de la crue centennale à travers l'oued Ghazouana sans aménagements au niveau du bassin versant de l'oued Tlata.
- Deuxième variante étude du débit à travers l'oued Ghazouana avec des aménagements au niveau du bassin versant de l'oued Tlata.
  - 1- Débit à travers l'évacuateur de crue (débit laminé).
  - 2- Débit à travers l'évacuateur de crue et la galerie.

#### **IV.12.3 Présentation de HEC-RAS**

C'est un logiciel de modélisation monodimensionnel qui a été développé par l'US Army Corps of Engineers. HEC-RAS signifie Hydrologic Engineering Center – River Analysis System, soit Centre d'ingénierie en hydrologie – système d'étude des rivières. Il permet de faire des simulations en régimes permanent et transitoire d'une rivière. Il permet aussi de faire une simulation avec des maillages entre les rivières.

Il consiste en général à déterminer la hauteur d'eau dans la rivière à chaque débit entrant et aussi quelques variables caractéristiques d'un écoulement fluvial, comme la charge, la vitesse de l'eau, ou autre. Enfin un écoulement monodimensionnel donne une valeur unique de chaque variable pour chaque profil en travers du modèle.

Un modèle hydraulique HEC – RAS contient dans sa géométrie des profils en travers des rivières et les profils des ouvrages. Les profils en long sont calculés à l'altitude de leurs profils en travers, ils sont perpendiculaires au sens de l'écoulement et présentent des coordonnées et des altitudes topographiques. Ils décrivent la forme et l'allure de la rivière.

Par rapport à d'autre logiciel de simulation, le logiciel HEC – RAS tient compte des calculs en présence des ouvrages dans la rivière pendant la simulation et garde en général les topographies extraites des données du système géographique. Le temps de calcul d'HEC – RAS pour une simulation est plus rapide. En régime permanent, les résultats sont moins précis car la simulation ne tient compte que d'un seul débit tout le long de la rivière. Par contre avec la simulation en régime transitoire, les résultats sont beaucoup plus précis et approchent les observations (obtenus sur le terrain).

#### **IV.12.4 Création de la rivière**

Pour générer une rivière, HEC-RAS demande à l'utilisateur de lui fournir des profils en travers plus ou moins éloignés les uns des autres. C'est la partie du travail la plus contraignante, car il faut tabuler de nombreux profils. Pour le cas de l'oued Ghazouana le nombre de profils qui a été fixé est de 22 profils en travers.

Pour effectuer ces calculs, et trouver une solution convergente, le logiciel a besoin d'un espacement limité entre les sections. Par exemple, 100m est raisonnable. Nous avons ainsi la possibilité d'interpoler de nouvelles sections entre les anciennes. Ainsi nous pouvons disposer d'un bief exploitable. C'est cette solution que nous avons choisie. HEC-RAS permet de prendre en compte toutes les irrégularités des sections. Pourtant, le manque de temps ne nous a pas permis de mettre dans la modélisation des singularités qui peuvent éventuellement freiner l'écoulement (rétrécissement du aux ponts, chutes sur les seuils).

#### **IV.12.5 Calcul de lignes d'eau HEC-RAS:**

Ce logiciel permet d'effectuer des calculs d'écoulements filaires à surface libre en régime permanent. Les calculs de lignes d'eau permettent tant l'analyse de la capacité de cours d'eaux (risques de débordement, inondations) que l'étude de l'impact de modifications des conditions de bords (ponts, endiguements).

Les calculs de lignes d'eau d'écoulements graduellement variés sont basés sur l'équation de Bernoulli. Les pertes de charge sont évaluées par l'équation de Manning-Strickler pour le terme de frottement et par des coefficients de contraction-expansion. En écoulement brusquement varié, HEC-RAS utilise l'équation de quantité de mouvement. Celle-ci est appliquée aux ressauts, et dans certains cas, aux passages du barrage et aux confluences.

La résolution de ces équations nécessite la connaissance de la géométrie du cours d'eau, de ses caractéristiques de rugosité et du débit d'écoulement.

#### **IV.12.6 Fonctionnement**

HEC-RAS est capable de modéliser avec une extrême finesse un large éventail de conditions d'écoulement. Le centre de contrôle, pièce maîtresse d'HEC-RAS permet de gérer et de combiner les différents types de données:

- géométrie;



- débits et conditions aux limites;
- conditions de calcul;
- résultats.

Un même projet peut contenir plusieurs descriptions géométriques (état actuel, variante 1), plusieurs jeux de débits (Q10, Q50 et Q100), les conditions de calcul étant des combinaisons de débits et de géométries.

- Pour un débit centennale  $Q= 337.54 \text{ (m}^3/\text{s)}$
- Débit à travers l'évacuateur de crue (Débit laminé)  $Q= 180 \text{ (m}^3/\text{s)}$
- Débit à travers l'évacuateur de crue et la galerie (pertuis)  $Q= 81 \text{ (m}^3/\text{s)}$

#### IV.12.7 Géométrie du cours d'eau simulé

Les réseaux de cours d'eau sont organisés en biefs séparés par des connections où s'opèrent les additions et séparations de débits. Il est possible de simuler des réseaux dendritiques et maillés. Dans chaque bief, les profils en travers définissant la géométrie sont classés selon leur position kilométrique.

Les données relatives à chaque section sont:

- le profil en travers, défini par une série de couples distance-altitude;
- les coefficients de rugosité et de perte de charge;
- la distance à la section suivante.

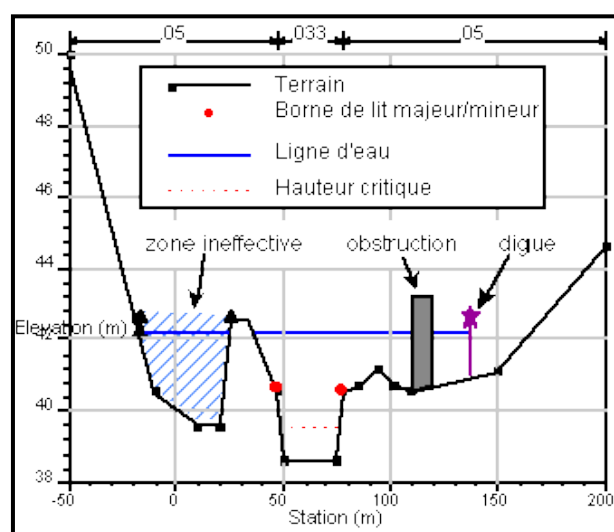


Figure IV.17: Définition d'une section de cours d'eau dans HEC-RAS

Les calculs peuvent être effectués pour plusieurs débits simultanément, soit en régime torrentiel, soit en régime fluvial, ou pour les deux régimes d'écoulements. Dans ce dernier cas, HEC-RAS utilise l'équation de quantité de mouvement pour déterminer les changements de régime torrentiel-fluvial.

Tous les résultats obtenus peuvent être consultés sous forme graphique (profil en long, sections, courbes hauteur-débit, vue 3D) ainsi que sous forme de tableaux, exportables, via les procédures standard de copier-coller, vers tout tableur ou traitement de texte.

#### IV.13 Présentation de l'oued Ghazouana

Oued Ghazouana se situe sur la frange nord orientale de la chaîne montagneuse de Traras et s'ouvre sur la Méditerranée, les pentes dans la ville de Ghazaouet sont relativement fortes. Elles atteignent 10 à 12%. La zone des pentes les plus faibles est représentée par la zone basse de la ville à l'embouchure de l'oued où les pentes sont douces et ne dépassent guère les 2%.

Les caractéristiques morphométriques de l'oued Ghazouana sont présentées dans le tableau IV.7.

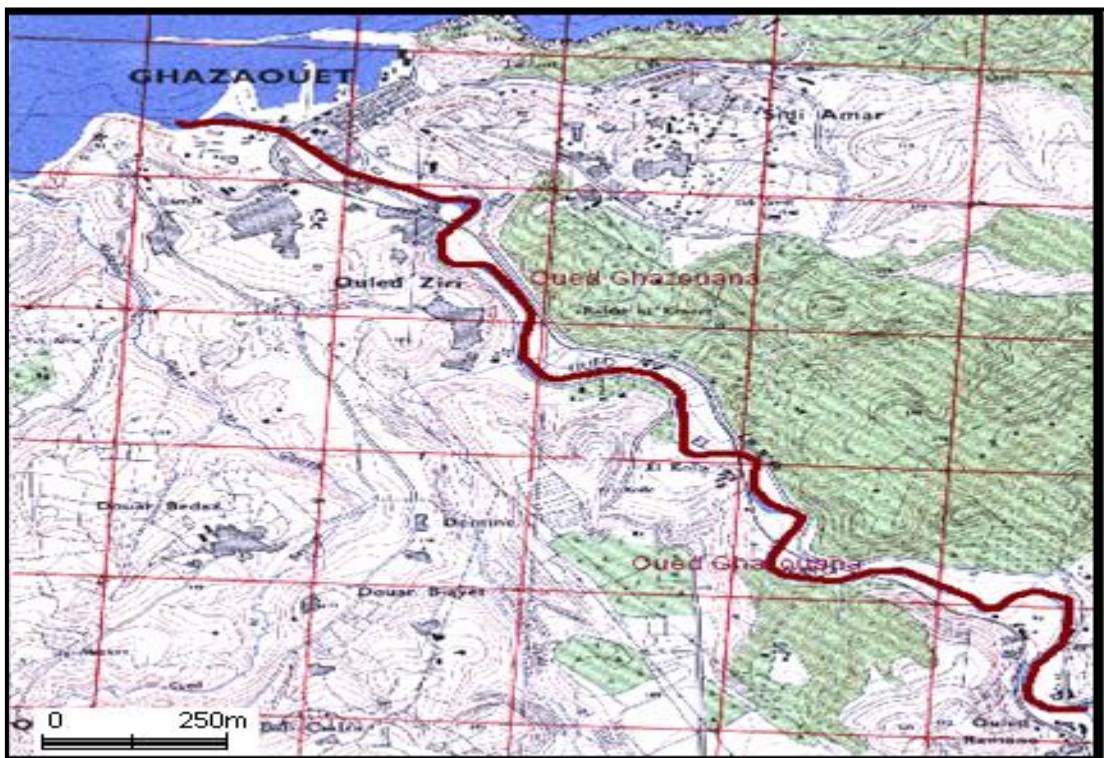


Photo IV.13 : Situation géographique de l'oued de Ghazouana

Tableau IV.7 : Caractéristique Morphométriques de l'oued Ghazouana

<b>La surface de l'oued</b>	<b>2(Km<sup>2</sup>)</b>
<b>Pente moyenne</b>	<b>4.5(%)</b>
<b>Pente moyenne du cours d'eau</b>	<b>3.9 (%)</b>
<b>La longueur de l'oued</b>	<b>25 (Km)</b>
<b>La largeur moyenne</b>	<b>50(m)</b>

#### IV.13.1 Géométrie de l'oued

En fonction du levé topographique élaboré sur le tronçon de l'oued Ghazouana longeant le centre ville du tissu urbain, les constatations suivantes sont à formuler :

- A l'entrée du tissu urbain dense de la ville, l'oued est assez large, mais de configuration non appropriée. Il s'agit de sinuosité non régulière nécessitant des aménagements adéquats.
- Au passage des bâtiments, l'oued devient plus ou moins régulier en alignement mais les sections transversales sont variables notamment en matière de largeur du lit mineur. Les largeurs de fond varient de 14 à 22 m.
- Au droit du pont menant vers Darb zalamit, l'oued s'élargit relativement avec une valeur moyenne de 20m.
- Après cette zone, l'oued devient encore une fois étroit avec une largeur moyenne ne dépassant pas les 11m.
- A l'approche du pont menant vers Ramla, l'oued s'élargit progressivement pour atteindre en moyenne 25m de large.
- Après cette zone, le niveau de l'oued est confondu avec celui de la marée pour créer une zone de stagnation.
- Les profondeurs de l'oued sont peu variables et s'échelonnent entre 2.8 à 3.5 m.



Photo IV.14 : Vue en plan de l'oued Ghazouana (Source CTH de Tlemcen 2010)

#### IV.14 Principaux éléments topographiques pour HEC-RAS

Les principaux éléments sont les profils en travers perpendiculaires au sens d'écoulement, les lignes de berges, les digues et levées, etc... Le profil en travers est l'élément géométrique primordial, il est tracé sur le HEC-RAS et doit respecter certaines règles pour qu'il soit représentatif. Il y a six règles principales, elles ont été annotées, ici, des difficultés rencontrées lors de l'étude :

- Les profils doivent être perpendiculaires à la direction d'écoulement des eaux : dans le lit majeur, les directions des flux dans le lit majeur ne sont pas toujours bien connues,
- Ils doivent décrire le profil en long du cours d'eau : cela n'est pas toujours facile à réaliser dans le cas d'un cours méandrique avec une large plaine d'inondation,
- Ils doivent encadrer les ouvrages structurants du cours d'eau (ponts, culées, seuils...),
- Ils doivent prendre en compte les modifications géomorphologiques des lits mineur et majeur (élargissement, méandres, contraction, diffluence...) : des problèmes se font jour lorsque les méandres sont très resserrés ou que les angles de diffluence sont fermés, il devient alors compliqué de tracer des profils sans que les tracés se recourent.

##### IV.14.1 Calage et validation

Le calage a pour but d'optimiser le modèle construit afin de pouvoir le simuler avec la crue de projet ou la crue centennale.

Le calage d'un modèle se fait après plusieurs simulations en faisant varier le coefficient du

Manning Strickler. Ce coefficient dépend de la rugosité dans le lit mineur de la rivière, plus la valeur est petite, plus les matériaux sont lisses. Ce coefficient est important car il joue un grand rôle sur les calculs dans HEC – RAS, la variation de la hauteur d'eau est très sensible et tous les calculs dépendent de sa valeur.

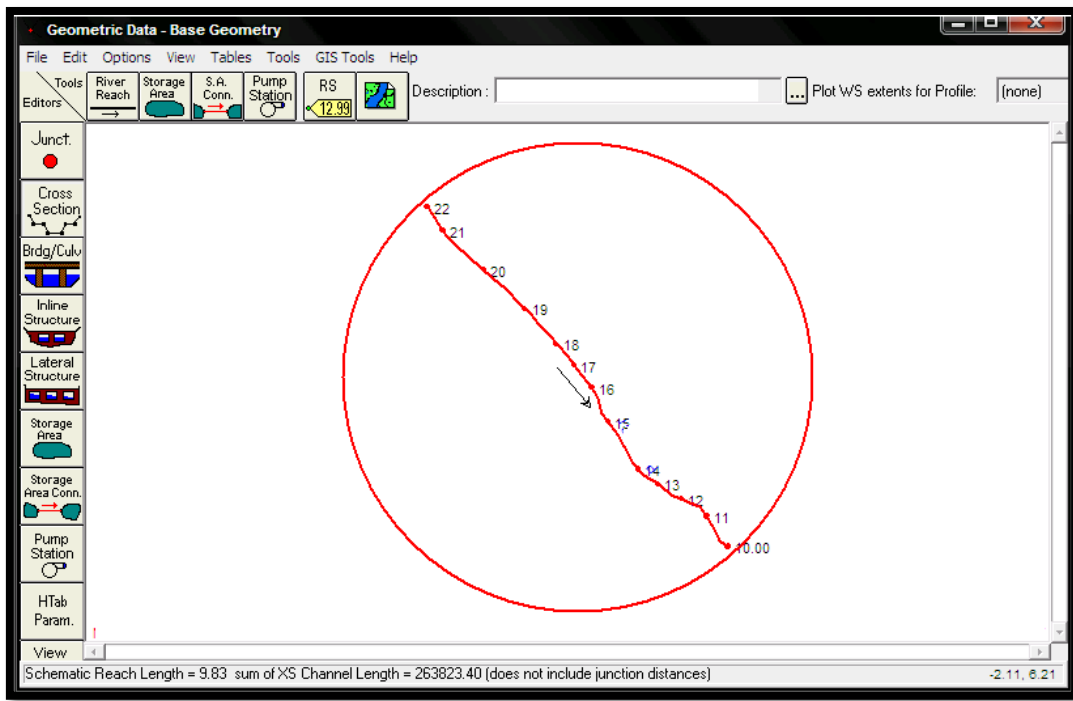


Figure IV.18 : Vue en plans du tracé des profiles dans HEC – Ras

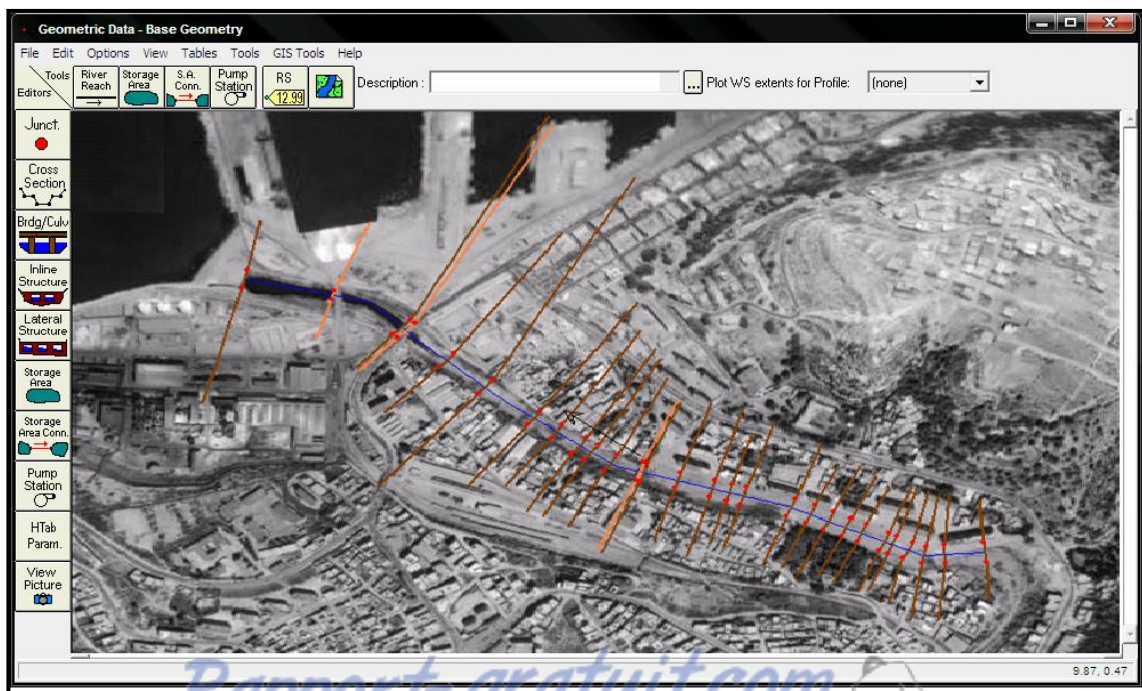


Figure IV.19 : Extrait de l'ossature du modèle hydraulique

Les données hydrauliques à entrer sont le débit à injecter à l'amont du tronçon et la pente du tronçon qui génère les conditions initiales à l'aval.

HEC-RAS calcule, à partir de ces données et pour chaque section, divers paramètres hydrauliques qui peuvent être visualisés sous forme de tableaux, de sections en travers ou en plan 3D.

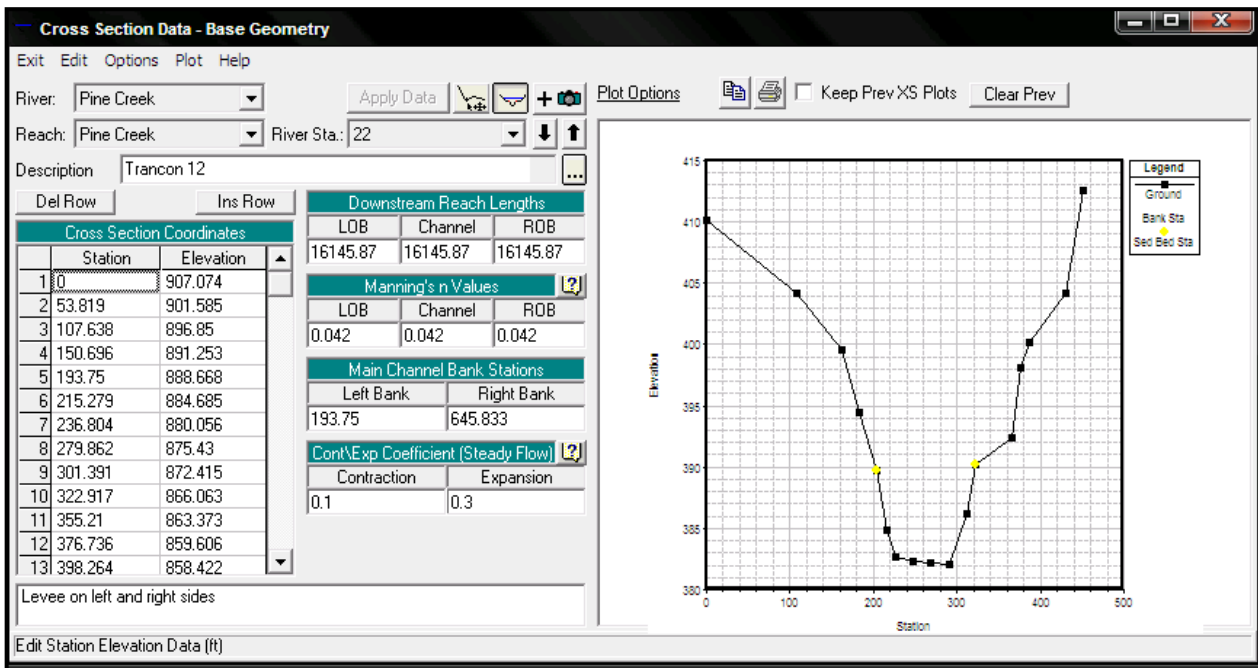


Figure IV.20: Fenêtre des données géométriques de profil n°22 (Oued Ghazouana)

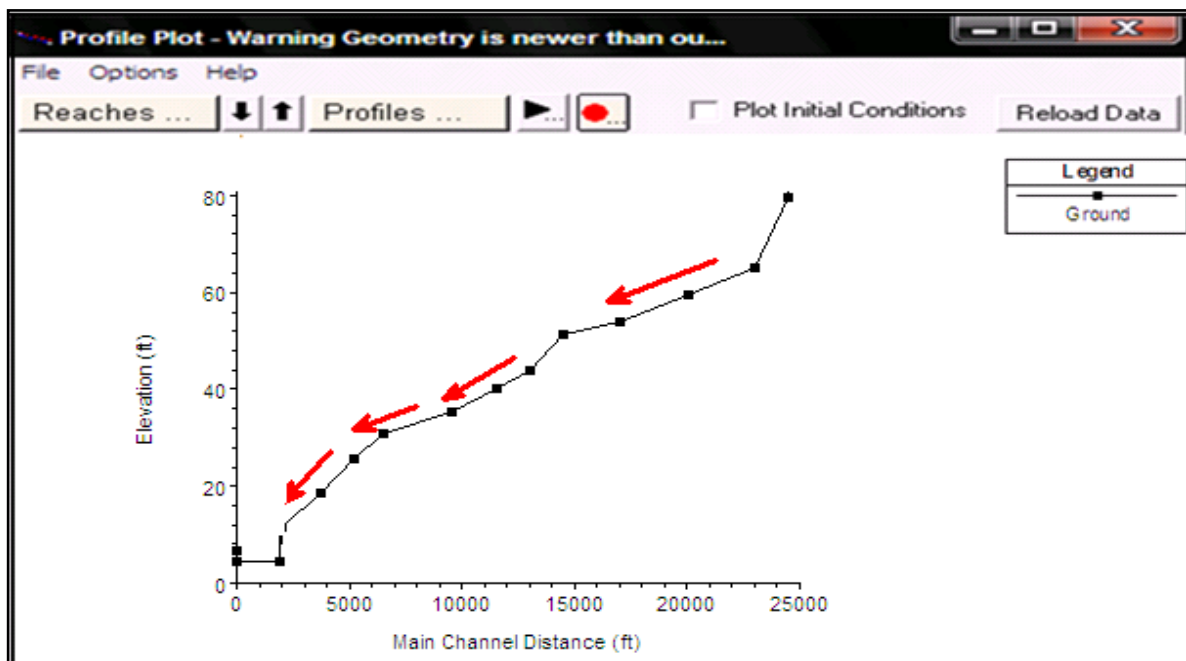


Figure IV.21 : Profil en long de l'oued Ghazouana

La principale variable d'ajustement du modèle est le coefficient de Manning  $n$  (ou coefficient de Strickler  $K = 1/n$ ). Pour caler le modèle, il est possible de modifier ce paramètre afin de faire coïncider les résultats de la modélisation (hauteurs d'eau) avec la réalité observée lors de crues historiques. Etant donné la complexité des écoulements dans les zones de mobilité et les résultats du test de sensibilité à la rugosité, nous avons décidé de ne pas caler le modèle et de prendre une rugosité moyenne et constante sur l'ensemble des lits mineur et majeur, à savoir 0,047.

#### IV.14.2 Etude de Variation des débits dans l'oued Ghazouana.

Oued Ghazouana est l'oued principale qui passe au centre de la ville de Ghazaouet, pour cette étude nous avons utilisé plusieurs scénarios.

- le premier scénario est la simulation du modèle avant l'aménagement de l'oued Tlata avec seulement la crue centennale dans cet oued. ( $Q = 337.54 \text{ (m}^3/\text{s)}$ )
- Le deuxième scénario est la simulation du modèle après l'aménagement de l'oued Tlata avec seulement la crue qui traverse l'évacuateur de crue. ( $Q = 180 \text{ (m}^3/\text{s)}$ )
- Le troisième scénario est la simulation du modèle après l'aménagement de l'oued Tlata avec la crue qui traverse l'évacuateur de crue et la galerie sous barrage écrêteur. ( $Q = 81 \text{ (m}^3/\text{s)}$ )

**Tableau IV.8 : débits injectés dans le modèle**

	Valeurs de débit
Débit brut	337.54
Débit passe par l'évacuateur de crue (Q laminé)	180
Débit passe par la galerie	20
Débit passe par l'évacuateur de crue + débit passe par la galerie	81

#### IV.14.3 Simulation et résultats

##### IV.14.3.1 Apport de la modélisation pour le diagnostic du risque

L'objectif du diagnostic est de décrire la situation de la ville de Ghazaouet en cas de crue centennale. Tous les résultats du diagnostic s'obtiennent par simulation de HEC – RAS dont le modèle est l'image de la situation réelle après le calage. Avec l'intégration des hydrogrammes des crues, on suppose que les résultats obtenus de la simulation correspondent à l'état de la ville parce que ceux-ci résultent de l'ensemble des historiques des hydrogrammes des crues et du calage du modèle.

Pendant le diagnostic, les simulations se font en régime permanent, qui est beaucoup plus réaliste en termes de variation de débit dans le temps et de la vitesse d'écoulement dans le cours d'eau.

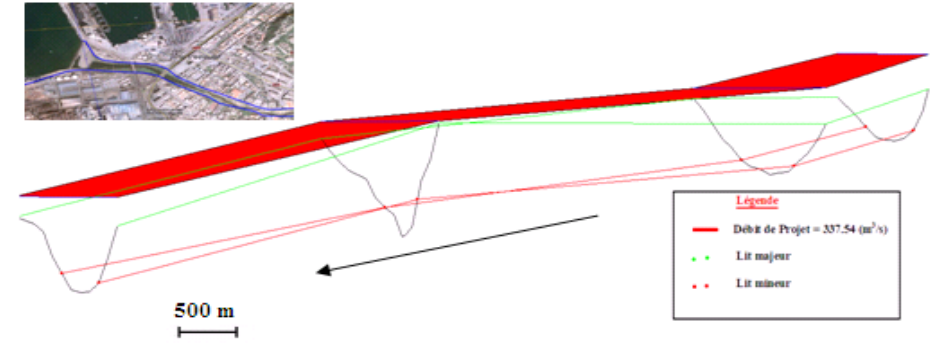
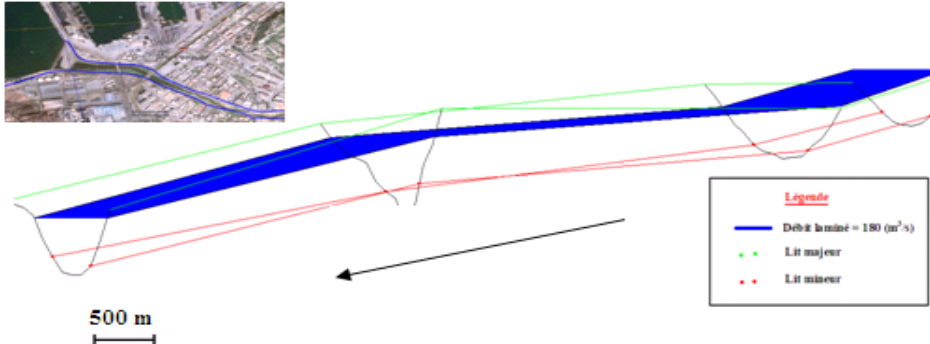
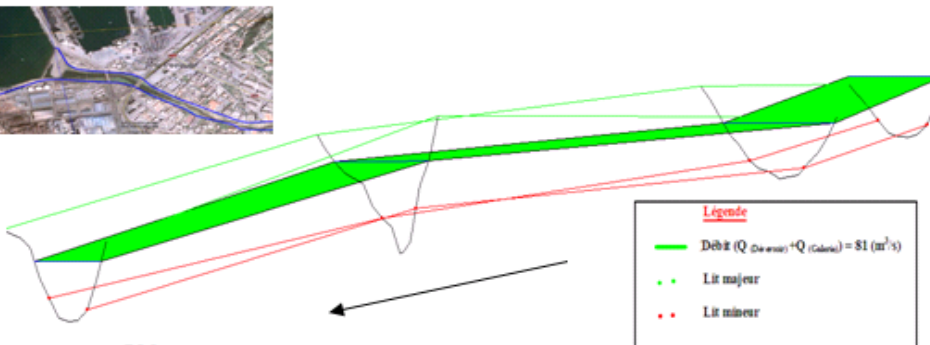
Les simulations sont lancées indépendamment avec différents scénarios de passage de crue centennale dans la ville de Ghazaouet. Les résultats les plus intéressants pour cette étude sont les débits et les hauteurs d'eau dans l'oued de Ghazouana à tous les instants de la crue, les autres résultats sont pour les vérifications et la validité de tout l'ensemble des résultats, par exemple le nombre de Froude pour vérifier le régime de l'écoulement de l'eau (fluvial ou torrentiel) dans quelques endroits de l'oued.

Après avoir lancé le calcul sous HEC-RAS, nous avons obtenus les profils en long des zones inondables selon le débit considéré. Nous avons représenté grâce à *HEC-RAS* les zones inondées correspondant à chaque débit obtenu à partir de l'interpolation à quatre des profils en travers :

Les figures suivantes permettent d'avoir une vue d'ensemble des inondations. Nous pouvons ainsi nous apercevoir qu'à première vue, c'est surtout lors de la crue Q100 que les inondations sont importantes. Nous pouvons ainsi identifier les principales zones de débordement. De manière générale, l'idéal serait d'écrêter en amont des débits supérieurs à 180 (m<sup>3</sup>/s). Ainsi l'aménagement des berges serait limité.



Tableau IV.9: Zones inondées en fonction de la variation du débit

Crue considérée	Représentation des zones inondables
<p>Débit sans aménagement</p> <p><b>Q = 337.54</b></p> <p><b>(m<sup>3</sup>/s)</b></p>	
<p>Débit passe par l'évacuateur de crue</p> <p>(Débit laminé)</p> <p><b>Q = 180</b></p> <p><b>(m<sup>3</sup>/s)</b></p>	
<p>Débit passe par l'évacuateur de crue et la galerie</p> <p><b>Q = 81</b></p> <p><b>(m<sup>3</sup>/s)</b></p>	

Pour chaque crue modélisée, le logiciel nous fournit des tableaux nous donnant les valeurs correspondant aux différents paramètres du cours d'eau et de l'inondation tels que la cote du fond ou la cote de la ligne d'eau, les vitesses dans le lit mineur et majeur, le nombre de Froude au niveau de chaque profil. Nous avons sélectionné les données suivantes :

- V RG : Vitesse moyenne de l'écoulement en rive gauche
- V lit min : Vitesse moyenne de l'écoulement dans le lit mineur
- V RD : Vitesse moyenne de l'écoulement en rive droite
- Surface mouillée : Surface de l'écoulement au droit du profil en travers
- Largeur miroir : Largeur maximale du champ d'expansion de la crue
- Froude lit min : Régime de l'écoulement en lit mineur ( $Fr < 1$ : fluvial ;  $Fr > 1$ : torrentiel)

#### IV.4.4 Etude des variantes

##### IV.14.4.1 Variante 01 : Etude des écoulements sans aménagements de l'oued Tlata.

Tableau IV.10 : Les valeurs obtenues de la crue centennale avant l'aménagement pour un débit  $Q = 337.54 \text{ (m}^3/\text{s)}$

HEC-RAS Plan: Plan 03 River: Pine Creek Reach: Pine Creek Profile: Q(100) [Reload Data]												
Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Ch
			(m <sup>3</sup> /s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m <sup>2</sup> )	(m)	
Pine Creek	22	Q(100)	337.54	24.29	25.00	24.94	25.22	0.015637	2.19	4.93	11.41	0.88
Pine Creek	21	Q(100)	337.54	19.84	21.07	21.00	21.11	0.001689	1.06	11.55	15.91	0.32
Pine Creek	20	Q(100)	337.54	18.13	19.08	19.00	19.14	0.002807	1.16	9.09	13.93	0.39
Pine Creek	19	Q(100)	337.54	16.49	17.92	17.84	17.95	0.000744	0.78	15.03	16.08	0.22
Pine Creek	18	Q(100)	337.54	15.68	16.43	16.38	16.55	0.009531	1.67	6.26	12.10	0.67
Pine Creek	17	Q(100)	337.54	13.42	14.66	14.59	14.71	0.002166	1.22	10.39	14.94	0.36
Pine Creek	16	Q(100)	337.54	12.20	13.38	13.30	13.46	0.003559	1.48	8.17	11.57	0.46
Pine Creek	15	Q(100)	337.54	10.82	12.15	12.07	12.19	0.001343	0.99	11.71	12.80	0.29
Pine Creek	14	Q(100)	337.54	9.40	10.28	10.22	10.34	0.003380	1.23	9.13	14.63	0.43
Pine Creek	13	Q(100)	337.54	7.83	8.56	8.51	8.64	0.005569	1.34	8.20	17.33	0.53
Pine Creek	12	Q(100)	337.54	5.67	6.99	6.93	7.05	0.002365	1.20	10.05	16.53	0.37
Pine Creek	11	Q(100)	337.54	3.47	4.15	4.10	4.39	0.017861	2.28	4.62	9.93	0.93
Pine Creek	10.00	Q(100)	337.54	1.38	2.69	2.64	2.69	0.000092	0.26	42.23	42.67	0.08
Pine Creek	9.00	Q(100)	337.54	1.99	2.51	2.47	2.67	0.018560	2.04	5.74	17.39	0.92

**E.G. Elev** : élévation de la ligne d'énergie  
**Vel Head** : La charge hydraulique  
**W.S. Elev.** : Élévation de l'eau  
**Crit. W.S.** : élévation dans le cas critique  
**E.G. slope** : La pente de l'oued

**Q Total** : débit d'écoulement  
**Top Width** : largeur supérieure mouillée de l'oued  
**Vel. Total** : vitesse moy sur la section  
**Max Chl Depth** : hauteur d'eau max  
**Min Ch El** : élévation minimale du canal

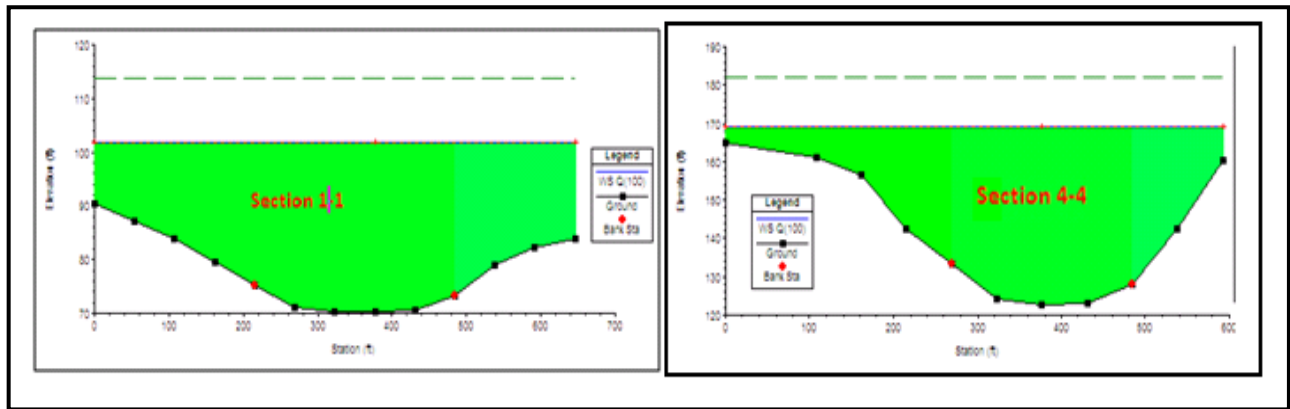


Figure IV.22 : Zones inondées après extrapolations de HEC- RAS pour  $Q= 337.54 \text{ (m}^3/\text{s)}$

Pour la crue centennale, on observe toutes les zones sont inondées. Au niveau de l'oued Ghazouana. Cependant la zone d'expansion de crue est beaucoup plus importante dans le cas du débit  $Q=337.54 \text{ m}^3/\text{s}$ . Sur le profil en long ainsi que d'après les données sur le champ d'expansion de la zone inondation (largeur miroir) nous pouvons remarquer que la zone inondée correspond au profil en travers entier sur la majeure partie des zones. Il nous est donc difficile de délimiter exactement la limite de la zone inondable. Dans le cas de la crue centennale, les zones à enjeux « majeurs » sont donc touchées par les inondations. Il semble donc important de devoir les protéger. Les hauteurs d'eau en lit majeur pour la crue centennale pour un débit de  $337.54 \text{ (m}^3/\text{s)}$  varient et sont supérieures à 2.60 (m) au niveau de la zone du port et comprises entre 2.20 à 2.80 pour la partie amont du port. Du point de vue des vitesses, les vitesses en lit mineur sont relativement fortes ( $v > 1\text{ m/s}$ ) et peuvent même dépasser 2 m/s au niveau des profils p (1-1) et p (6-6) ce qui est relativement important. En lit majeur, les vitesses restent relativement modérées (en moyenne  $0.5 \text{ m/s} < v < 1.5 \text{ m/s}$ ) mais peuvent être relativement fortes dans certaines zones et principalement au niveau du port profils p (4-4) et p (7-7).

Enfin, il est à noter que dans la plupart des cas, les profils en travers ne sont pas suffisamment longs pour nous rendre compte de l'étendue de l'inondation. En effet, la frontière d'un profil en travers est considérée comme un mur par le logiciel lorsqu'elle est mouillée. Afin de connaître les limites de l'inondation, il faudrait que nos profils en travers se terminent sur des points.

IV.14.4.2 Variante 02 : Etude des écoulements avec aménagements de l’oued Tlata de débit  $Q = 180 \text{ (m}^3\text{/s)}$ . (Débits passe par l’évacuateur de crue)

Tableau IV.11 : Les valeurs obtenues de la crue après l’aménagement

Profile Output Table - Standard Table 1												
HEC-RAS Plan: Plan 03 River: Pine Creek Reach: Pine Creek Profile: Q(50) [Reload Data]												
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Pine Creek	22	Q(50)	180	24.29	24.99	24.86	25.16	0.016768	2.14	4.32	10.81	0.90
Pine Creek	21	Q(50)	180	19.84	21.25	20.91	21.04	0.001633	1.00	10.56	15.47	0.31
Pine Creek	20	Q(50)	180	18.13	19.31	18.89	19.06	0.002985	1.12	8.01	13.08	0.40
Pine Creek	19	Q(50)	180	16.49	18.15	17.72	17.86	0.000723	0.74	13.73	15.65	0.21
Pine Creek	18	Q(50)	180	15.68	16.58	16.30	16.49	0.009828	1.60	5.64	11.73	0.67
Pine Creek	17	Q(50)	180	13.42	14.86	14.49	14.64	0.002157	1.17	9.38	14.46	0.36
Pine Creek	16	Q(50)	180	12.20	13.61	13.20	13.38	0.003627	1.42	7.33	11.22	0.45
Pine Creek	15	Q(50)	180	10.82	12.39	11.95	12.10	0.001338	0.94	10.68	12.80	0.28
Pine Creek	14	Q(50)	180	9.40	10.42	10.15	10.28	0.003294	1.16	8.39	14.62	0.42
Pine Creek	13	Q(50)	180	7.83	8.71	8.43	8.58	0.005771	1.29	7.32	16.69	0.53
Pine Creek	12	Q(50)	180	5.67	7.17	6.83	6.98	0.002341	1.14	9.02	15.77	0.36
Pine Creek	11	Q(50)	180	3.47	4.30	4.03	4.33	0.018370	2.19	4.14	9.59	0.93
Pine Creek	10.00	Q(50)	180	1.38	2.82	2.57	2.64	0.000081	0.24	40.27	42.67	0.07
Pine Creek	9.00	Q(50)	180	1.99	2.61	2.42	2.63	0.018593	1.96	5.18	16.84	0.91

<b>E.G. Elev</b> : élévation de la ligne d’énergie	<b>Q Total</b> : débit d’écoulement
<b>Vel Head</b> : La charge hydraulique	<b>Top Width</b> : largeur supérieure mouille de l’oued
<b>W.S. Elev</b> : Élévation de l’eau	<b>Vel. Total</b> : vitesse moy sur la section
<b>Crit. W.S.</b> : élévation dans le cas critique	<b>Max Chl Depth</b> : hauteur d’eau max
<b>E.G. slope</b> : La pente de l’oued	<b>Min Ch El</b> : élévation minimale du canal

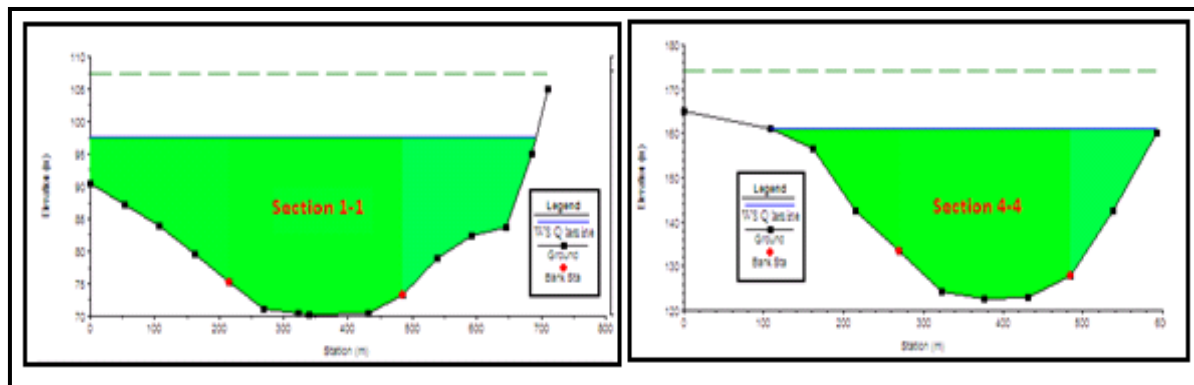


Figure IV.23 : Zones inondées après extrapolations de HEC- RAS pour  $Q= 180 \text{ (m}^3\text{/s)}$

Pour la crue qui passe à travers le déversoir (débit laminaire  $Q=180 \text{ m}^3\text{/s}$ ), on observe que le débordement dans le lit majeur est faible par rapport à la crue centennale. Nous pouvons voir que les zones urbaines sont elles aussi inondées partiellement. Nous remarquons en particulier que la crue reste dans son lit majeur dans le profil p (4-4).

Les hauteurs d'eau au niveau du port varient entre 1,12m et 1,70m. Nous obtenons donc des hauteurs d'eau relativement importantes dans la zone urbaine et les vitesses en lit mineur sont relativement fortes ( $v > 1\text{m/s}$ ), et relativement modérées en lit majeur (en moyenne  $0.5\text{ m/s} < v < 1\text{ m/s}$ ) et le nombre de Froude toujours inférieur à un.

#### IV.14.4.3 Variante 03 : Etude des écoulements avec aménagements de l'oued Tlata de débit $Q = 81\text{ (m}^3\text{/s)}$ (Débits passe par l'évacuateur de crue et la galerie)

Tableau IV.13 : présente les valeurs obtenues de la crue après l'aménagement

Profile Output Table - Standard Table 1												
HEC-RAS Plan: Plan 03 River: Pine Creek Reach: Pine Creek Profile: Q(10)												Reload Data
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m <sup>3</sup> /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m <sup>2</sup> )	Top Width (m)	Froude # Chl
Pine Creek	22	Q(10)	81	24.29	24.79	24.71	24.98	0.021237	1.95	2.84	8.15	0.96
Pine Creek	21	Q(10)	81	19.84	20.83	20.74	20.86	0.001470	0.84	8.00	14.67	0.28
Pine Creek	20	Q(10)	81	18.13	18.79	18.67	18.84	0.003688	1.01	5.40	10.65	0.42
Pine Creek	19	Q(10)	81	16.49	17.62	17.49	17.63	0.000662	0.62	10.34	14.48	0.20
Pine Creek	18	Q(10)	81	15.68	16.24	16.16	16.32	0.010970	1.43	4.04	10.71	0.68
Pine Creek	17	Q(10)	81	13.42	14.40	14.29	14.44	0.002118	1.02	6.77	12.82	0.34
Pine Creek	16	Q(10)	81	12.20	13.11	13.01	13.17	0.003772	1.26	5.24	10.28	0.45
Pine Creek	15	Q(10)	81	10.82	11.85	11.73	11.88	0.001337	0.82	7.91	12.80	0.27
Pine Creek	14	Q(10)	81	9.40	10.09	10.01	10.13	0.002973	0.97	6.42	14.18	0.38
Pine Creek	13	Q(10)	81	7.83	8.37	8.28	8.43	0.006664	1.16	5.07	14.75	0.54
Pine Creek	12	Q(10)	81	5.67	6.75	6.63	6.79	0.002228	0.98	6.40	13.21	0.34
Pine Creek	11	Q(10)	81	3.47	3.96	3.89	4.15	0.020988	1.93	2.89	8.44	0.95
Pine Creek	10.00	Q(10)	81	1.38	2.52	2.44	2.52	0.000052	0.18	34.95	42.67	0.06
Pine Creek	9.00	Q(10)	81	1.99	2.38	2.32	2.50	0.018947	1.71	3.70	15.31	0.89

Minimum channel elevation.

**E.G. Elev** : élévation de la ligne d'énergie  
**Vel Head** : La charge hydraulique  
**W.S. Elev.** : Élévation de l'eau  
**Crit. W.S.** : élévation dans le cas critique  
**E.G. slope** : La pente de l'oued

**Q Total** : débit d'écoulement  
**Top Width** : largeur supérieure mouille de l'oued  
**Vel. Total** : vitesse moy sur la section  
**Max Chl Depth** : hauteur d'eau max  
**Min Ch El** : élévation minimale du canal

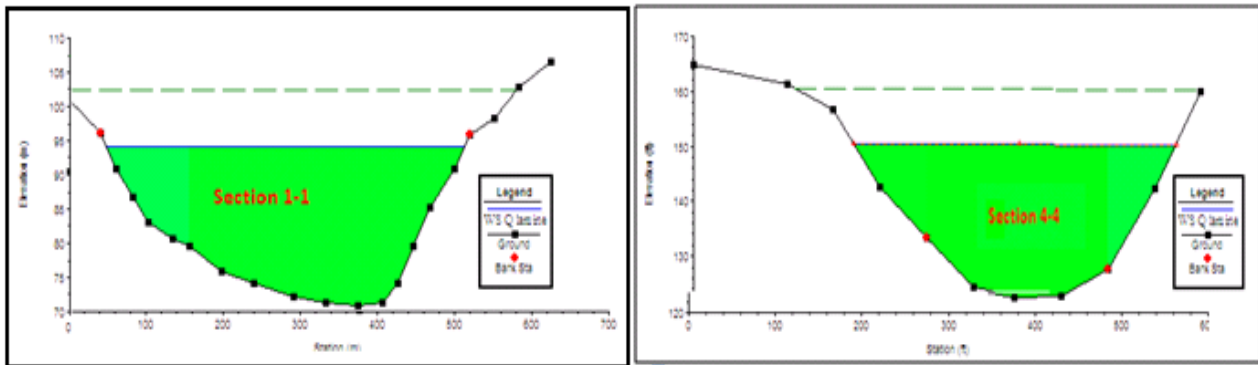


Figure IV.24 : Zones inondées après extrapolations de HEC- RAS pour  $Q= 81 \text{ (m}^3/\text{s)}$

Nous n'observons pas, lors d'une forte crue après l'aménagement ( $Q= 81 \text{ (m}^3/\text{s)}$ ), de débordement au niveau de la ville de Ghazaouet, que ce soit au niveau des habitations ou des lotissements. Dans un premier temps nous pouvons vérifier le régime d'écoulement de notre rivière au sein du secteur considéré. Le nombre de Froude nous indique si nous sommes en présence d'un régime fluvial. Pour le cas de la crue de débit  $81 \text{ (m}^3/\text{s)}$  nous avons bien  $Fr < 1$ , soit un régime fluvial ce qui correspond bien au cas réel.

Les hauteurs d'eau en lit mineur au niveau de la zone urbaine varient entre 0.80m et 1.20 m et sont de l'ordre de 0,96 m en moyenne. Du point de vue des vitesses, les vitesses en lit mineur sont relativement fortes ( $v > 1\text{m/s}$ ), et relativement modérées en lit majeur (en moyenne  $0.5 \text{ m/s} < v < 1 \text{ m/s}$ )

D'après ces résultats et du point de vue des risques, nous pouvons en conclure que la zone urbaine représente une zone à enjeu faible et à risque moyen car les vitesses en lit majeur sont relativement modérées.

#### IV.15 Cartographie et l'Alea inondation

Quand la simulation est effectuée, on peut, grâce au logiciel SIG (Arc-Geo) exporter les résultats de simulation vers l'ARC View afin de délimiter les zones inondables. Les figures (8.11, 8.12 et 8.13) représentent la délimitation finale des zones inondables pour différents débits. (Annexes photos 11).



Figure IV.25 : Localisation des zones inondées de la ville de Ghazaouet pour la crue centennale.



Figure IV.26 : Localisation des zones inondées de la ville de Ghazaouet après l'aménagement pour un débit laminé de 180 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )



Figure IV.27 : Localisation des zones inondées de la ville de Ghazaouet après l'aménagement pour un débit de 81 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )



La cartographie de l'aléa inondation par approche de modélisation hydraulique montre que la zone inondable s'agrandit, depuis la crue centennale de Débit ( $Q= 337.54 \text{ m}^3/\text{s}$ ) à travers l'oued Ghazouana.

Pendant la crue centennale, l'eau commence à occuper le lit majeur de l'Oued Ghazouana et pénétrer dans la partie centrale de la ville de Ghazaouet

La cartographie de l'aléa de différents débits montre que les crues dont le débit dépasse ( $180 \text{ m}^3/\text{s}$ ) présentent un risque d'inondation sur une grande étendue en aval (la partie de la ville de Ghazaouet la plus en aval et le port de Ghazaouet). Cette région est marquée par les faibles altitudes proches du niveau de la mer, connue à Ghazaouet par le plateau zéro. La hauteur d'eau dans cette zone ne dépasse pas les 50 cm sur une distance de 250 m au sens des sections en travers, pendant la crue laminée.

#### **IV.16 Conclusion :**

Cette étude nous a permis d'analyser les limites du champ d'inondation pour différents débits de crue et chercher à modéliser en régime permanent des écoulements débordants et notamment les crues avant et après l'aménagement sur l'oued Ghazouana. Les résultats obtenus sont corrects et confirment la fiabilité du modèle HEC-RAS en ce qui concerne les hauteurs d'eau et l'extension spatiale des crues. L'analyse de sensibilité du modèle HEC-RAS à la qualité de la topographie a fait ressortir le grand besoin de données fines pour décrire des champs d'inondation. D'autre part, d'après les résultats obtenus, nous pouvons voir que la zone située à l'aval de notre secteur d'étude est une zone non inondée à partir de la crue laminée ( $Q=61\text{m}^3/\text{s}$ ). Cette zone étant une zone d'habitat dense et donc par conséquent à enjeu majeur.

Dans ce sens, notre travail représenté par la cartographie de l'aléa inondation par approche de modélisation hydraulique dans la ville de Ghazaouet, propose aux décideurs qui ne sont pas toujours spécialistes une vision claire et simple afin de composer les différents projets et scénarios d'aménagement susceptibles d'être réalisés et fournit un document de base aux autres planificateurs. Par conséquent, il met en œuvre une méthodologie consistante et validée de gestion intégré du risque inondation.

# Conclusion Générale

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce travail, nous a permis d'établir grâce à l'utilisation de l'approche hydrogéomorphologique, une étude hydraulique des zones inondables de la plaine alluviale de la ville de Ghazaouet, dans laquelle sont identifiés les secteurs potentiellement inondables par une crue exceptionnelle de fréquence 1(%) de l'oued Ghazouana.

La protection des sites urbains contre les crues et les inondations est une nécessité indispensable afin de réduire les risques humains, matériels et économiques.

Le diagnostic de la situation de la ville de Ghazaouet est basé sur la construction d'un modèle hydraulique et une simulation en régime permanent. Ceci permet de localiser les débordements et de déterminer le débit sortant.

L'oued Ghazouana serait noyé avec une hauteur d'eau moyenne de 2.80m pour une crue centennale de 337.54 (m<sup>3</sup>/s). Le barrage écrêteur est la solution la plus appropriée pour l'aménagement du bassin versant de l'oued Tlata à l'amont de Ghazaouet pour la protéger contre la crue centennale.

Le barrage au niveau de l'oued Tlata pourrait écrêter le débit de 337.54 (m<sup>3</sup>/s) qui traverse d'oued Ghazouana à un débit de **81 (m<sup>3</sup>/s)**. La protection de la ville de Ghazaouet contre les crues est limitée par le passage de la crue laminée à **Q= 81(m<sup>3</sup>/s)** dans la ville de Ghazaouet.

Ce travail a aussi cherché à modéliser en régime permanent des écoulements débordants et notamment les crues avant et après l'aménagement du bassin versant. Les résultats obtenus sont corrects et confirment la fiabilité du modèle HEC-RAS en ce qui concerne les hauteurs d'eau et l'extension spatiale des crues. L'analyse de sensibilité du modèle HEC-RAS à la qualité de la topographie a fait ressortir le grand besoin de données fines pour décrire des champs d'inondation. Un lien entre la taille du lit mineur et la résolution minimale est établi.

La cartographie des zones inondables de la plaine de la ville de Ghazaouet par l'approche hydro géomorphologique a été réalisée dans le but d'identifier les zones exposées à l'aléa «inondation» qui pourrait se produire à la suite d'une crue exceptionnelle dont les conséquences seraient la submersion d'une grande partie de la plaine alluviale. Même si les cartes élaborées à partir de cette approche ne sont que qualitatives, elles peuvent par contre guider les décideurs dans leurs réflexions sur le développement et l'aménagement du bassin versant de l'oued Tlata, en favorisant l'intégration du risque d'inondations dans les documents d'urbanisme schémas de cohérence nationale, plans de développement et de l'aménagement du territoire, plans d'occupation des sols, réglementation du lotissement et du permis de construire ...).

Cette méthodologie est de caractère adaptable à tout type de bassin versant, il faudrait développer la modélisation en considérant la variabilité spatiale des champs pluvieux dans le cas des grands bassins et tenir compte de la régionalisation des paramètres des modèles pluie débit pour les bassins non jaugés.

Je finis ce travail avec l'espoir de trouver l'occasion de travailler sur le même sujet dans le cadre d'une équipe de recherche et pouvoir étudier des scénarios très complexes intégrant plusieurs facteurs tel que les changements climatiques, l'évolution de l'occupation de sol, les aménagements à grand échelle, l'application des différentes lois juridiques existantes, introduire plus de techniques informatiques tel que l'imagerie spatiale...etc, et analyser les résultats qui seront sans doute plus complexes, afin de mettre en œuvre une méthodologie consistante et validée de gestion intégré de risque d'inondation, et même de développer un logiciel qui automatise l'enchaînement de tous ces étapes.

## Références Bibliographique

- Ambroise B. Dynamique de cycle de l'eau dans un bassin versant. 2<sup>ème</sup> Ed. Edition HGA: Bucarest- (1998).
- Bachi .M : »Problématique du Risque Inondation en milieu urbain ; cas de l'agglomération de Sidi Bel Abbés » Mémoire de Magister, Université de Tlemcen –(2011).
- Barroca .B : « Risque et vulnérabilités territoriales : les inondations en milieu urbain » ; Thèse de Doctorat de l'Université de Marne-La Vallée-(2002).
- Berbar A, Guemmou B. Protection de la ville de Ghazaouet contre les inondations. mémoire d'ingénieur d'état en hydraulique, Université de Tlemcen ; 2006.
- Besson .G : « Protection contre les risque des inondations » Thèse Doctorat.- (2007) institut national polytechnique de grenoble.
- Bouannani A. Hydrologie, « transport solide et modélisation, étude de quelques sous bassins de la Tafna (NW – Algérie) » Th Doctorat d'état en Géologie appliquée, Université Abou Bekr Belkaid Tlemcen - (2004).
- Boubchir. A : « Risque d'inondation et occupation des sols en vallée du Thoré » Mémoire Magister en Geographie et Aménagement, Institut Daniel Faucher-Université de Toulouse (2007).
- Blin P : « Développement d'une nouvelle méthode de cartographie du risque unitaire d'inondation (crue) pour des résidences » Thèse Doctorat -Université du Québec (2001).
- Boillat. L: « Modélisation numérique dans le domaine des constructions hydrauliques » Laboratoire de Constructions Hydrauliques –(2005).
- Boulghobra N. « Protection de la ville de Skikda contre l'inondation. essai de PPR ». Mémoire de Magister Aménagement Des Milieux Physiques, Université De Batna- (2006).
- Bruijnzel. L : « structures gestionnaires de digues de protection contre les inondations » Th Doctorat. Université De Joseph Fourier.- (1999).

- Cemagref : Guide des aménagements associant l'épandage des crues dans le lit majeur et leur écrêtement dans de petits ouvrages- (2004).
- Cemagref : Construction de petits barrages en terre, CCTG, CCTP et cadre du bordereau des prix. Cemagref, Aix-en-Provence, (1999).
- Chachoua.A : « Gestion de crue dans un bassin versant –Etude hydrologique, hydraulique et aménagement » Mémoire de Magister, Université de Tlemcen-(2010).
- Christo .D : « Les digues de protection contre les inondations » Organisation du contrôle. Constructibilité derrière les ouvrage. Ingénieur généraux des ponts et chaussées. (2005).
- CTH : « Etude de la protection de la ville de Ghazaouet contre les inondation »  
Etude de l'aménagement d'oued Ghazouana- Wilaya de Tlemcen(2011).
- Damien. R : « Méthodologie d'exploitation quantitative des photographies aérienne d'inondation de plaine » Thèse Doctorat ; Science de l'eau dans l'environnement- Université Montpellier II- (2003).
- Defrance. B ; « Plan de prévention naturel d'inondation (PPRNI) Brévenne – Turdine », compte-rendu de 1<sup>ère</sup> réunion publique le 1<sup>ère</sup> octobre 2009 à Tarare ; chef du service Environnement Risque et Développement durable SERDD-(2009).
- Degoutte. G : Diagnostic, aménagement et gestion des rivières – Hydraulique et morphologie fluviales appliquées, Editions Tec et Doc, Lavoisier, (2006)
- Direction de l'Hydraulique de la Wilaya de Tlemcen - DHWT, « Aménagement du bassin versant d'oued Tlata de larégion de Ghazaouet Wilaya de Tlemcen »-(2001).
- Djerboua. A : « Prédétermination des pluies et crues extrêmes dans les alpes franco-italiennes ». Thèse Doctorat. Institut National Polytechnique De Grenoble- (2001).
- Duban. D : «Hydrologie statistique approfondie ». 1<sup>ère</sup>Ed. Ecole nationale polytechnique de Grenoble ; 2000.
- Dubreuil. P : «Initiation à l'analyse hydrologique ». édition MASSON Paris - (1974).

- Douglas. A: « Caractérisation du régime des crues le modèle débit-durée-fréquence convergent Approche locale et régionale » . Th Doctorat. Institut national polytechnique de Grenoble - (2001).
- Estupina. B : Vers une modélisation hydrologique adaptée à la prévision opérationnelle des crues éclair Application à de petits bassins versants du sud de la France. Thèses Doctorat, Sciences de l'université de Montpellier II - (2004).
- Faure. H : « Aménagements de protection contre les inondations en France » Thèses Doctorat – (2004).
- Hallouche. B : « Cartographie des zones inondables de la plaine de sidi Bel Abbas par l'approche Hydrogéomorphologique » Mémoire Magister – Université de Sidi Bel Abbess.- (2006).
- Hostache. R : « Analyse d'image satellitaires d'inondation pour la caractérisation tridimensionnelle de l'aléa et l'aide à la modélisation hydraulique ». Thèse de Doctorat, Ecole nationale du Génie Rural, des Eaux et Forêt- Montpellier- (2006)
- Julie. B : « Analyse fréquentielle multi variée de la pointe du volume et de la durée de la crue ». Thèse doctorat- Faculté des science et génie Université Laval Québec- (2006).
- Laborde. J : « Eléments d'hydrologie de surface ». Editions CNRS – (2000).
- Ledoux. B : « La gestion du risque inondation » Edition TEC et DOC 11 rue Lavoisier-paris- (2006).
- Merabet, A : « Etude de la protection de la ville de sidi Bel Abbés contre les inondations » Mémoire de Magister ; Université de Sidi Bel Abbés, 2006.
- Meriaux. P : « Les digues sèches, destinées à la protection contre les inondations » Thèse Doctorat.- (2004).
- MUSY A. hydrologie Appliquée. Edition HGA. Bucarest – (1998).
- MUSY A et al. Hydrologie. édition PPUR. Lausanne - (2004).

- OUFELLA. T : « Contribution à la cartographie des zones vulnérables aux inondations : Application de la méthode inondabilité ; cas de la ville de Sidi Bel Abbés, revue Semestrielle Scientifique et Technique, Journal de l'eau et de l'environnement –ENSH Blida- (2005).
- Pierre. A : « Surveillance du risque hydrologique diffus le long des itinéraires routières » Thèse de Doctorat. Ecole nationale des ponts et chaussées- Paris- (2007).
- Kingumbi. A : « Modélisation hydrologique d'un bassin affecté par des changements d'occupation. Cas du merguellil en Tunisie centrale ». Th Doctorat en génie hydraulique. Institut national d'ingénieurs –(2005).
- Rouissat. B : « Analyse Decisionnelle appliquée à la sécurité des grands barrages cas de Submersion », Mémoire Magister, Université de Tlemcen- (2002).
- ROUX H. Estimation de paramètres en hydraulique fluviale, à partir de données caractéristiques de l'imagerie aérienne. Thèse Doctorat. INP Toulouse – (2004).
- Sari. A : « Initiation à l'hydrologie de surface ». 1<sup>ère</sup> Ed .Edition HOUMA , Alger- (2002).
- Serre. D : « Evaluation de la performance des digues de protection contre les inondations ». Th Doctorat. Université De Marne-La-Vallée - (2005).
- Tappin, R G R, Van Duivendijk, J e Haque, M: “The design and construction of the jamuna, Bridge in Bangladesh” Dans: Parc Institution of Civil Engineers, Londres - (1998).
- TALON. A, BOISSIER. D, PEYRAS. L. : « Etude de la sûreté de fonctionnement d'un aménagement hydraulique de génie civil : application à des ouvrages de protection contre les inondations de la ville de Nîmes »- (2009).
- Vardo. N : « Contribution au développement d'une modélisation hydrologique distribuée ». Th Doctorat. INPG- (2004).
- Vidal. J : « Assistance au calage de modèle numérique en hydraulique fluviale ». Thèse Doctorat. l'institut national polytechnique de Toulouse- (2005).
- HEC-RAS. Manuels d'utilisation et Guide.
- Manuel d'utilisation du logiciel HEC-HMS : [www. Manuel de references techniques.mht](http://www.Manuel de references techniques.mht).
- <http://www.ac-grenoble.fr/risqmaj/realisations/73/modane/index.htm>.

# Annexes

## Annexe 01 : Précipitation mensuelles à la station 040101 (1971-2010) à la station de Ghazaouet

Années	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuelle
1971	5.7	6.9	170.8	111.2	55.8	40.9	105	33.1	32.3	2.8	0.3	0	564.8
1972	114.8	23.6	33.1	59	69.2	74	141.5	112.2	3.2	0	0	0	630.6
1973	42.2	11.8	23.2	194.7	0	167.5	119.7	46.2	0.1	1.3	0	0	606.7
1974	15.1	87.1	3.9	0	8.2	71.9	89	200.8	20.6	0.5	0	16.7	513.8
1975	7.6	6.6	34.8	14.9	56.2	89.2	28.5	129.9	62.3	9.9	0	10.3	450.2
1976	22	62	14.4	64.5	87.6	26.4	68.9	8.5	23.2	3.7	4.3	0	385.5
1977	0	36.9	111.4	15.3	82.2	12.9	49.8	71.2	14.7	0	0	0.8	395.2
1978	7.7	54	22.8	33.5	11.7	140	14.3	19.7	8.7	0.7	6.6	0	319.7
1979	10.3	132.9	28.6	100.2	20	66.8	117	22.7	20.3	0	0	0	518.8
1980	0.2	20.6	52.1	177.4	19.6	45.7	10.6	59.1	1.6	67.5	0	1.3	455.7
1981	3.5	0.7	0	17	11	43.4	3.8	70.6	105.7	0	0	4.1	259.8
1982	2.1	66.2	32.9	33.3	0	35.3	11.2	11.3	3.5	0	0	7.5	203.3
1983	0	0	44	105.2	22.3	48.8	16.9	3.2	71.2	0	0	0	311.6
1984	1	3.6	56.9	17.3	45.9	10.9	37.7	36.7	67.4	0	0	0	277.4
1985	2.5	0	12.2	28.7	39.9	118.3	79.1	50.4	6.4	2.6	0	0	340.1
1986	38.7	29.2	216.8	60	43.1	73.7	1	3.3	7.7	0.8	10.3	9.7	494.3
1987	35.1	33	32.5	26.3	20.9	23.5	4.9	21.8	32.3	10.9	0	0	241.2
1988	6.2	9.3	57.7	7.8	36.2	20.8	162	23	18.7	1.2	0	0.6	343.5
1989	13.4	7.6	17.3	18.8	169.9	0	35.1	69.2	12	0	0	0	343.3
1990	35.2	21	43.9	38.4	10.3	93.1	136.5	4.3	23.3	0	0	6.2	412.2
1991	16.4	30.5	31.8	48.34	19.2	25.1	88.9	23.9	124.3	34.5	0.2	0	412.2
1992	1.4	11.5	47.7	37.6	3.5	85.2	17.3	39.2	92	35.3	1.4	0	372.1
1993	7.6	37.1	80.7	4.3	67.7	60.8	26.6	11.9	16.9	0	1.5	0	315.1
1994	25.3	15.2	22.7	11.2	20.2	125.4	177	15	1.4	13.9	0.2	0.6	428.1
1995	13	21	14.8	27.7	59.9	47.5	36.4	25.3	20.8	0	1.7	20.5	288.6
1996	42.2	7.8	55.982	44.4	103	0	1.6	50.1	11.3	0	1	3.6	288.6
1997	46.9	5.7	48.8	61.4	11.1	30.6	44.2	19.5	7.4	3.1	0.1	12.2	291
1998	5.3	1.4	72.6	3.8	101.9	70.3	57.4	0	3.8	0.9	0	0	317.4
1999	24.4	26.8	115.8	79.3	1.6	0	12.4	11	16.2	0	0	0	287.5
2000	10	74.3	73.8	28	37.2	59.1	4.2	0	8	0	0	0	294.6
2001	22.1	17.4	153.3	31.8	3.2	6.7	40.3	77.6	49.9	0	0	45.4	447.7
2002	0	18.3	76.4	19.5	79.3	91	16.2	21.8	5	2.2	0	0	329.7
2003	0.3	43.4	69	63.9	47.6	40	147.8	25.1	34.4	3.5	0	2.9	477.9
2004	0	30.5	30.7	58.8	12.1	52.7	77.4	16.7	3	0	0	1.1	283
2005	5.2	29	45	49	35.2	60.61	28.4	24.1	31.2	11.7	0	0	308.21
2006	13.4	16.3	39.6	65	29.6	39.8	55.8	24.2	9	19.50	0	0	312.2
2007	8	28	53	28.79	33.5	63.19	30.2	20.7	0	3.2	3.5	0	272.18
2008	0	45	53	56.9	41.4	19.5	42.6	32.5	19.37	12.9	1.2	4	328.87
2009	21.3	29.6	19	44.7	89	65	55	0	22.3	5.3	0	0	368.11
2010	1.72	13	16	51.9	30.2	37.4	38.2	6.5	0	0	0	3.8	198.72
Pluies moyennes	17	28.1	56	48.3	40.5	55.8	58.2	39.2	27.3	5.7	0.8	4.2	379.4



**Annexe 02 : Ajustement à une loi-Normal des précipitations maximales journalières à la station de Ghazaouet**

Rang (R°)	P (max j)	P max j Classées [1]	Prob P de dépassement		Prob P de non dépassement		$u_i$ (th) $u_i = \frac{P_i - \overline{P_{moy}}}{\sigma}$ [6]	$u_i$ (exp) à partir de la table. [7]
			$P_{(exp)}^R$ $= \frac{1}{N+1}$ [2]	$P_{(th)}$ [3] = 1- [4]	$P_{(th)}$ à partir de la table. [4]	$P_{(exp)}$ [5] = 1- [2]		
1	53.9	115.3	0.0244	0.0162	0.9838	0.9756	2.14	1.98
2	103.1	110.4	0.0488	0.0256	0.9744	0.9512	1.95	1.66
3	94.5	108.6	0.0732	0.0301	0.9699	0.9268	1.88	1.45
4	57.7	107.3	0.0976	0.0338	0.9662	0.9024	1.83	1.30
5	38.7	103.1	0.1220	0.0485	0.9515	0.8780	1.67	1.16
6	60.5	94.5	0.1463	0.0918	0.9082	0.8537	1.33	1.05
7	80.7	89.12	0.1707	0.1314	0.8686	0.8293	1.13	0.95
8	50.4	82.36	0.1951	0.1949	0.8051	0.8049	0.86	0.86
9	70.3	80.7	0.2195	0.2148	0.7852	0.7805	0.80	0.78
10	67.2	80.3	0.2439	0.2177	0.7823	0.7561	0.78	0.69
11	44.3	73.12	0.2683	0.2946	0.7054	0.7317	0.50	0.62
12	36.3	70.3	0.2927	0.3483	0.6517	0.7073	0.40	0.55
13	48.4	68.9	0.3171	0.3669	0.6331	0.6829	0.34	0.48
14	33	67.2	0.3415	0.3936	0.6064	0.6585	0.27	0.41
15	52.7	64.5	0.3659	0.4325	0.5675	0.6341	0.17	0.34
16	107.3	60.5	0.3902	0.496	0.5040	0.6098	0.01	0.38
17	22.5	58.7	0.4146	0.5239	0.4761	0.5854	-0.06	0.22
18	115.3	57.7	0.4390	-4640	04641	0.5610	-0.09	0.15
19	58.7	54.6	0.4634	0.5832	0.4168	0.5366	-0.21	0.09
20	43.1	53.9	0.4878	0.5948	0.4052	0.5122	-0.24	0.03
21	43.25	53.6	0.5122	0.5987	0.4013	0.4878	-0.25	-0.03
22	64.5	52.7	0.5366	0.6141	0.3859	0.4634	-0.29	-0.09
23	37.4	52.5	0.5610	0.6179	0.3821	0.4390	-0.30	-0.15
24	80.7	50.9	0.5854	0.6406	0.3594	0.4146	-0.36	-0.21
25	20.4	50.4	0.6098	0.648	0.3520	0.3902	-0.38	-0.25
26	20.4	48.4	0.6341	0.6736	0.3264	0.3659	-0.45	-0.34
27	42.1	46.4	0.6585	0.7019	0.2981	0.3415	-0.53	-0.41
28	46.4	44.3	0.6829	0.729	0.2710	0.3171	-0.61	-0.47
29	53.6	43.25	0.7073	0.7422	0.2578	0.2927	-0.65	-0.55
30	52.5	43.1	0.7317	0.7454	0.2546	0.2683	-0.66	-0.62
31	110.4	42.1	0.7561	0.758	0.2420	0.2439	-0.70	-0.69
32	32.3	38.7	0.7805	0.7967	0.2033	0.2195	-0.83	-0.77
33	108.6	37.4	0.8049	0.8106	0.1894	0.1951	-0.88	-0.86
34	50.9	36.3	0.8293	0.8212	0.1788	0.1707	-0.92	-0.96
35	68.9	35.12	0.8537	0.834	0.1660	0.1463	-0.97	-1.05
36	89.12	33	0.8780	0.8531	0.1469	0.1220	-1.05	-1.17
37	54.6	32.3	0.9024	0.8599	0.1401	0.0976	-1.08	-1.30
38	82.36	22.5	0.9268	0.9279	0.0721	0.0732	-1.46	-1.45
39	73.12	20.4	0.9512	0.9382	0.0618	0.0488	-1.54	-1.66
40	35.12	20.25	0.9756	0.9394	0.0606	0.0244	-1.55	-1.97

**Annexe 03 : Ajustement à une Gumbel des Précipitations maximale journalières à la station de Ghazaouet**

Rang (R°)	P (max j)	P max j Classées [1]	Prob P de dépassement		Prob P de non dépassement		[7]= 1/[6]	[4] 1/[2]	[8]= F[7]	[9]= F[4]
			$P_{(exp)} = \frac{R}{N+1}$ [2]	$P_{(th)}$ [6] = 1 - [5]	$P_{(th)}$ [3]	[5]				
1	53.9	115.3	0.0244	0.036	0.9756	0.964	28	41	2.14	2.44
2	103.1	110.4	0.0488	0.045	0.9512	0.955	22	20	1.95	1.89
3	94.5	108.6	0.0732	0.049	0.9268	0.951	20	14	1.88	1.56
4	57.7	107.3	0.0976	0.053	0.9024	0.947	19	10	1.83	1.32
5	38.7	103.1	0.1220	0.064	0.878	0.936	16	8	1.66	1.14
6	60.5	94.5	0.1463	0.096	0.8537	0.904	10	7	1.34	0.98
7	80.7	89.12	0.1707	0.124	0.8293	0.876	8	6	1.12	0.86
8	50.4	82.36	0.1951	0.170	0.8049	0.830	6	5	0.86	0.74
9	70.3	80.7	0.2195	0.183	0.7805	0.817	5	5	0.80	0.65
10	67.2	80.3	0.2439	0.186	0.7561	0.814	5	4	0.78	0.54
11	44.3	73.12	0.2683	0.256	0.7317	0.744	4	4	0.50	0.45
12	36.3	70.3	0.2927	0.288	0.7073	0.712	3	3	0.39	0.37
13	48.4	68.9	0.3171	0.305	0.6829	0.695	3	3	0.34	0.32
14	33	67.2	0.3415	0.327	0.6585	0.673	3	3	0.27	0.22
15	52.7	64.5	0.3659	0.365	0.6341	0.635	3	3	0.17	0.15
16	107.3	60.5	0.3902	0.422	0.6098	0.578	2	3	0.02	0.11
17	22.5	58.7	0.4146	0.452	0.5854	0.549	2	2	-0.05	0.03
18	115.3	57.7	0.4390	0.468	0.561	0.532	2	2	-0.09	0.11
19	58.7	54.6	0.4634	0.523	0.5366	0.477	2	2	-0.22	-0.06
20	43.1	53.9	0.4878	0.534	0.5122	0.466	2	2	-0.24	-0.11
21	43.25	53.6	0.5122	0.541	0.4878	0.459	2	2	-0.26	-0.16
22	64.5	52.7	0.5366	0.556	0.4634	0.444	2	2	-0.29	-0.22
23	37.4	52.5	0.5610	0.560	0.439	0.440	2	2	-0.30	-0.29
24	80.7	50.9	0.5854	0.589	0.4146	0.411	2	2	-0.36	-0.36
25	20.4	50.4	0.6098	0.600	0.3902	0.400	2	2	-0.38	-0.44
26	20.4	48.4	0.6341	0.636	0.3659	0.364	2	2	-0.46	-0.46
27	42.1	46.4	0.6585	0.673	0.3415	0.327	1	2	-0.54	-0.52
28	46.4	44.3	0.6829	0.709	0.3171	0.291	1	1	-0.61	-0.52
29	53.6	43.25	0.7073	0.727	0.2927	0.273	1	1	-0.65	-0.65
30	52.5	43.1	0.7317	0.731	0.2683	0.269	1	1	-0.66	-0.66
31	110.4	42.1	0.7561	0.748	0.2439	0.252	1	1	-0.70	-0.70
32	32.3	38.7	0.7805	0.805	0.2195	0.195	1	1	-0.83	-0.83
33	108.6	37.4	0.8049	0.824	0.1951	0.176	1	1	-0.88	-0.88
34	50.9	36.3	0.8293	0.842	0.1707	0.158	1	1	-0.93	-0.93
35	68.9	35.12	0.8537	0.859	0.1463	0.141	1	1	-0.97	-0.97
36	89.12	33	0.8780	0.885	0.122	0.115	1	1	-1.05	-1.05
37	54.6	32.3	0.9024	0.895	0.0976	0.105	1	1	-1.08	-1.08
38	82.36	22.5	0.9268	0.974	0.0732	0.027	1	1	-1.46	-1.46
39	73.12	20.4	0.9512	0.983	0.0488	0.017	1	1	-1.54	-1.54
40	35.12	20.25	0.9756	0.036	0.0244	0.964	1	1	-1.55	-1.55

## Annexe 04 : Ajustement à une loi de Log - Normale des Débits moyens Annuels du B.V de l'Oued

### Tlata à la station de Ghazaouet

La série des débits moyens annuels classés par ordre décroissant se présentent comme suit

Année	$Q_{\text{moy}}$ (m <sup>3</sup> /s) classé	$Q_{\text{moy}}$ (l/s) classé	Log ( $Q_{\text{moy}}$ ) (l/s)	R	F	U théo	U exp
1975-1976	0.85	850	2.929	1	0.0278	3.42	1.91
1976-1977	0.68	680	2.833	2	0.0556	2.31	1.59
1977-1978	0.61	610	2.785	3	0.0833	2.31	1.38
1978-1979	0.49	490	2.690	4	0.1111	1.22	1.22
1979-1980	0.16	160	2.204	5	0.1389	0.89	1.19
1980-1981	0.145	145	2.161	6	0.1667	0.72	0.97
1981-1982	0.11	110	2.041	7	0.1944	0.33	0.86
1982-1983	0.103	103	2.013	8	0.2222	0.25	0.76
1983-1984	0.102	102	2.009	9	0.2500	0.24	0.86
1984-1985	0.093	93	1.968	10	0.2778	0.14	0.58
1985-1986	0.092	92	1.964	11	0.3056	0.13	0.53
1986-1987	0.088	88	1.944	12	0.3333	0.08	0.44
1987-1988	0.082	82	1.914	13	0.3611	0.02	0.36
1988-1989	0.073	73	1.863	14	0.3889	-0.09	0.28
1989-1990	0.07	70	1.845	15	0.4167	-0.12	0.21
1990-1991	0.055	55	1.740	16	0.4444	-0.29	0.14
1991-1992	0.043	43	1.633	17	0.4722	-0.31	0.07
1992-1993	0.038	38	1.580	18	0.5000	-0.42	0.03
1993-1994	0.034	34	1.531	19	0.5278	-0.43	-0.07
1994-1995	0.033	33	1.519	20	0.5556	-0.47	-0.14
1995-1996	0.031	31	1.491	21	0.5833	-0.48	-0.22
1996-1997	0.029	29	1.462	22	0.6111	-0.50	-0.27
1997-1998	0.025	25	1.398	23	0.6389	-0.52	-0.36
1998-1999	0.022	22	1.342	24	0.6667	-0.52	-0.43
1999-2000	0.021	21	1.322	25	0.6944	-0.56	-0.51
2000-2001	0.018	18	1.255	26	0.7222	-0.56	-0.59
2001-2002	0.016	16	1.204	27	0.7500	-0.67	-0.68
2002-2003	0.016	16	1.204	28	0.7778	-0.72	-0.77
2003-2004	0.015	15	1.176	29	0.8056	-0.72	-0.86
2004-2005	0.013	13	1.114	30	0.8333	-0.74	-0.97
2005-2006	0.012	12	1.079	31	0.8611	-0.77	-1.09
2006-2007	0.01	10	1.000	32	0.8889	-0.79	-1.22
2007-2008	0.008	8	0.903	33	0.9167	-0.81	-1.38
2008-2009	0.007	7	0.845	34	0.9444	-0.83	-1.58
2009-2010	0.003	3	0.477	35	0.9722	-0.87	-1.92



**Tableau 06 :** Tableau de distribution de  $X^2$  qui donne la valeur de  $X^2$  Tabule en fonction de l'erreur et du nombre de degrés de liberté.

vP	0,010	0,025	0,050	0,100	0,250	0,500	0,750	0,900	0,950	0,975	0,990
1	0,0002	0,0010	0,0039	0,0158	0,102	0,455	1,32	2,71	3,84	5,02	6,63
2	0,0201	0,0506	0,103	0,211	0,575	1,39	2,77	4,61	5,99	7,38	9,21
3	0,115	0,216	0,352	0,584	1,21	2,37	4,11	6,25	7,81	9,35	11,3
4	0,297	0,484	0,711	1,06	1,92	3,36	5,39	7,78	9,49	11,1	13,3
5	0,554	0,831	1,15	1,61	2,67	4,35	6,63	9,24	11,1	12,8	15,1
6	0,872	1,24	1,64	2,20	3,45	5,35	7,84	10,6	12,6	14,4	16,8
7	1,24	1,69	2,17	2,83	4,25	6,35	9,04	12,0	14,1	16,0	18,5
8	1,65	2,18	2,73	3,49	5,07	7,34	10,2	13,4	15,5	17,5	20,1
9	2,09	2,70	3,33	4,17	5,90	8,34	11,4	14,7	16,9	19,0	21,7
10	2,56	3,25	3,94	4,87	6,74	9,34	12,5	16,0	18,3	20,5	23,2
11	3,05	3,82	4,57	5,58	7,58	10,3	13,7	17,3	19,7	21,9	24,7
12	3,57	4,40	5,23	6,30	8,44	11,3	14,8	18,5	21,0	23,3	26,2
13	4,11	5,01	5,89	7,04	9,30	12,3	16,0	19,8	22,4	24,7	27,7
14	4,66	5,63	6,57	7,79	10,2	13,3	17,1	21,1	23,7	26,1	29,1
15	5,23	6,26	7,26	8,55	11,0	14,3	18,2	22,3	25,0	27,5	30,6
16	5,81	6,91	7,96	9,31	11,9	15,3	19,4	23,5	26,3	28,8	32,0
17	6,41	7,56	8,67	10,1	12,8	16,3	20,5	24,8	27,6	30,2	33,4
18	7,01	8,23	9,39	10,9	13,7	17,3	21,6	26,0	28,9	31,5	34,8
19	7,63	8,91	10,1	11,7	14,6	18,3	22,7	27,2	30,1	32,9	36,2
20	8,26	9,59	10,9	12,4	15,5	19,3	23,8	28,4	31,4	34,2	37,6
21	8,90	10,3	11,6	13,2	16,3	20,3	24,9	29,6	32,7	35,5	38,9
22	9,54	11,0	12,3	14,0	17,2	21,3	26,0	30,8	33,9	36,8	40,3
23	10,2	11,7	13,1	14,8	18,1	22,3	27,1	32,0	35,2	38,1	41,6
24	10,9	12,4	13,8	15,7	19,0	23,3	28,2	33,2	36,4	39,4	43,0
25	11,5	13,1	14,6	16,5	19,9	24,3	29,3	34,4	37,7	40,6	44,3
26	12,2	13,8	15,4	17,3	20,8	25,3	30,4	35,6	38,9	41,9	45,6
27	12,9	14,6	16,2	18,1	21,7	26,3	31,5	36,7	40,1	43,2	47,0
28	13,6	15,3	16,9	18,9	22,7	27,3	32,6	37,9	41,3	44,5	48,3
29	14,3	16,0	17,7	19,8	23,6	28,3	33,7	39,1	42,6	45,7	49,6
30	15,0	16,8	18,5	20,6	24,5	29,3	34,8	40,3	43,8	47,0	50,9
40	22,2	24,4	26,5	29,1	33,7	39,3	45,6	51,8	55,8	59,3	63,7
50	29,7	32,4	34,8	37,7	42,9	49,3	56,3	63,2	67,5	71,4	76,2
60	37,5	40,5	43,2	46,5	52,3	59,3	67,0	74,4	79,1	83,3	88,4
70	45,4	48,8	51,7	55,3	61,7	69,3	77,6	85,5	90,5	95	100
80	53,5	57,2	60,4	64,3	71,1	79,3	88,1	96,6	102	107	112
90	61,8	65,6	69,1	73,3	80,6	89,3	98,6	108	113	118	124
100	70,1	74,2	77,9	82,4	90,1	99,3	109	118	124	130	136

## Annexe 07 : Intervalle de confiance (Abaque de Bernier)

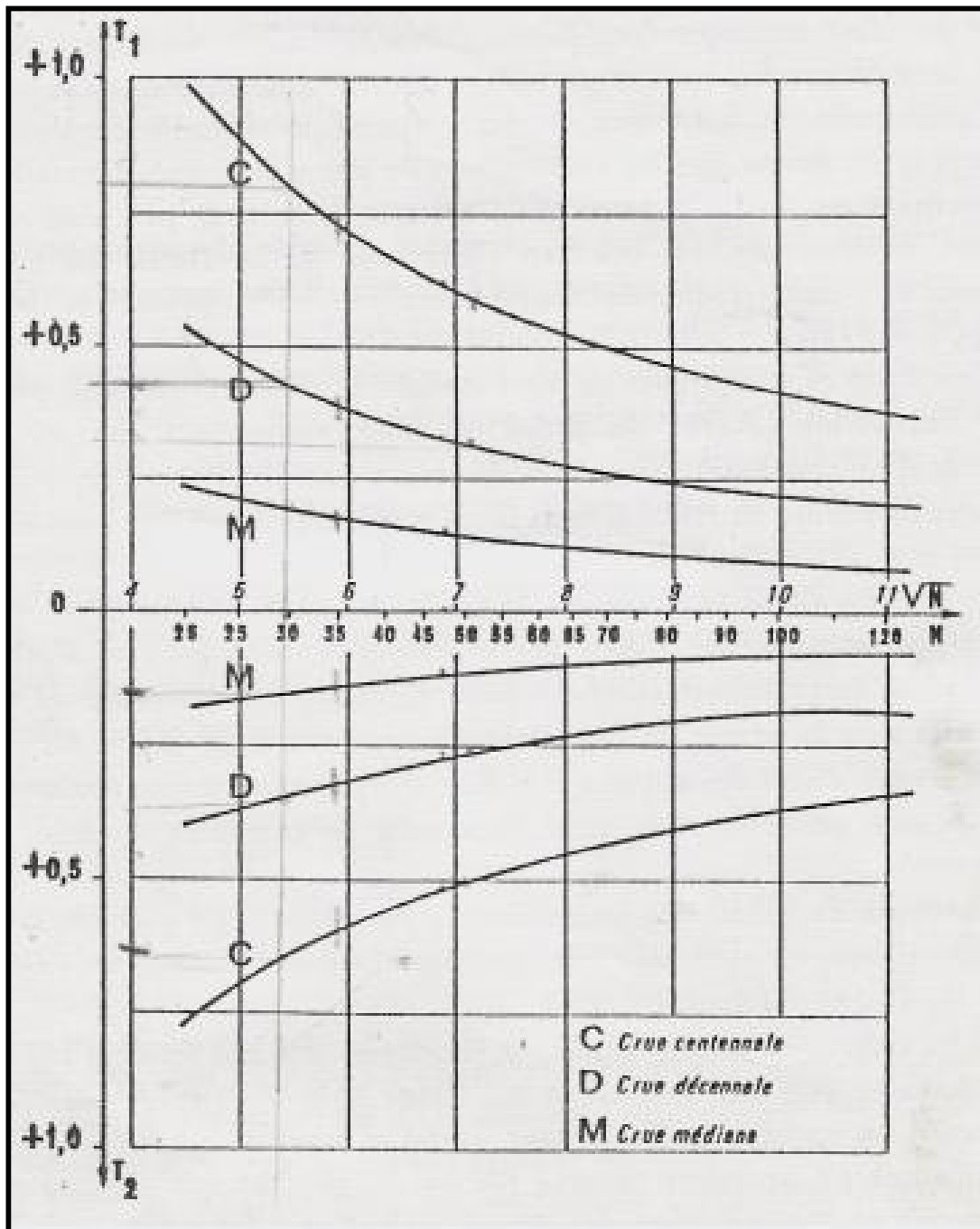
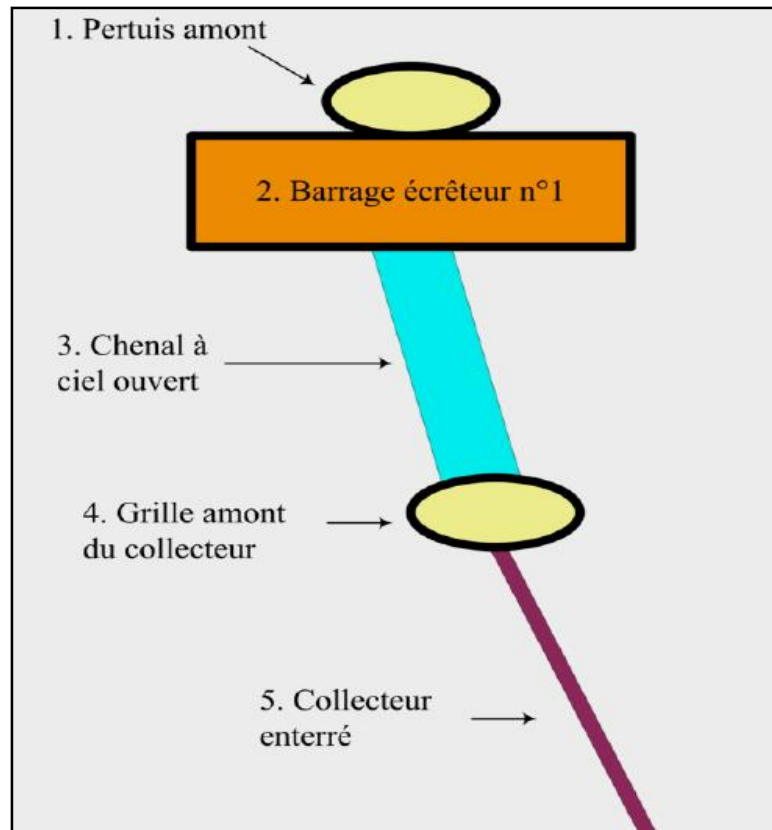


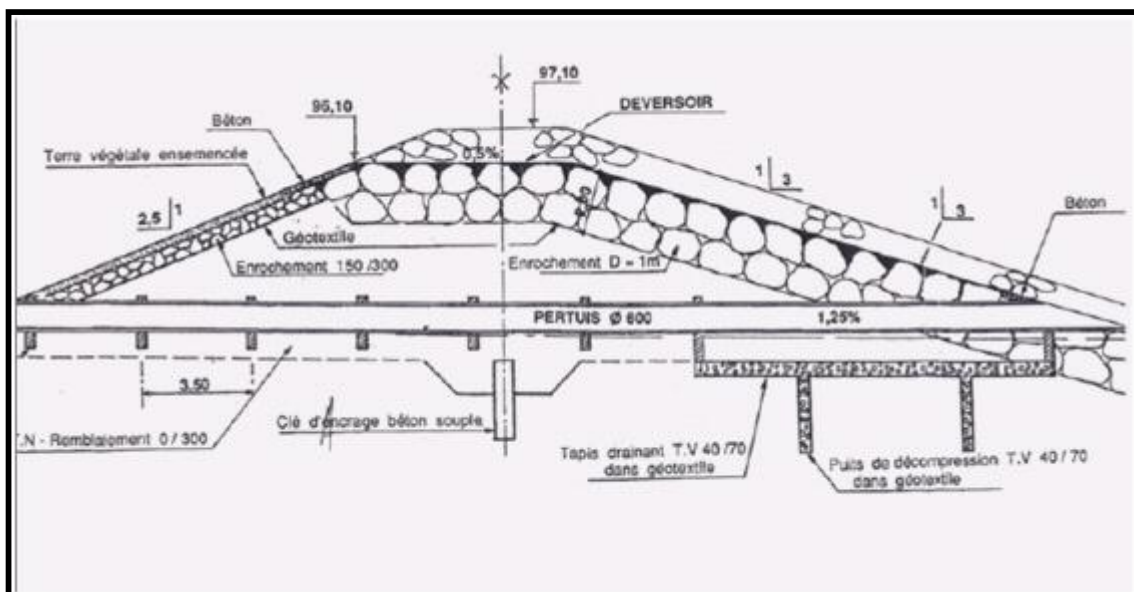
Figure01 : Abaques de Bernier.

Intervalle de confiance à 70 % des crues estimés en fonction de la taille  $N$  de l'échantillon chacun pour un intervalle de confiance donné. Par exemple, pour PTC 70% (soit  $p=0.70$ ), l'abaque ci-joint (figure 01) donne en fonction de  $N$  (ou la racine de  $N$ , plus commodément), les valeurs de  $T_1$  et  $T_2$  pour les crues médiane, décennale et centennale.

**Annexe 08 : Schéma de fonctionnement d'un barrage écarteur**



**Figure 02 : Analyse structurelle du système dans le cadre de l'analyse fonctionnelle interne du barrage écarteur.**



**Figure 03 : Analyse structurelle d'un barrage écarteur de l'aménagement hydraulique**

## Annexe 09 : logiciel HEC-RAS

### 1. Modèle HEC-RAS

Le modèle HEC-RAS (the Hydrologic Engineering Center River Analysis System)\* est un modèle unidimensionnel conçu par ; Hydrologic Engineering Centre de l'US Corp Engineers pour modéliser l'écoulement surface libre permanent et non permanent.

HEC-RAS est conçu principalement pour exécuter trois tâches :

1. calcul des hauteurs d'eau dans un régime permanent.
2. simulation de l'écoulement non permanent
3. calcul de la capacité de transport solide

Les trois composants peuvent se présenter dans la même géométrie. En plus le système comporte plusieurs caractéristiques hydrauliques qui peuvent être appelés une fois les lignes d'eau sont calculées.

Le modèle est en développement continu. La version actuel est HEC-RAS 4.0 caractérisé, en comparaison avec les versions précédentes, par l'amélioration de calcul de transport solide et d'autres fonctionnalités sur la qualité des eaux.

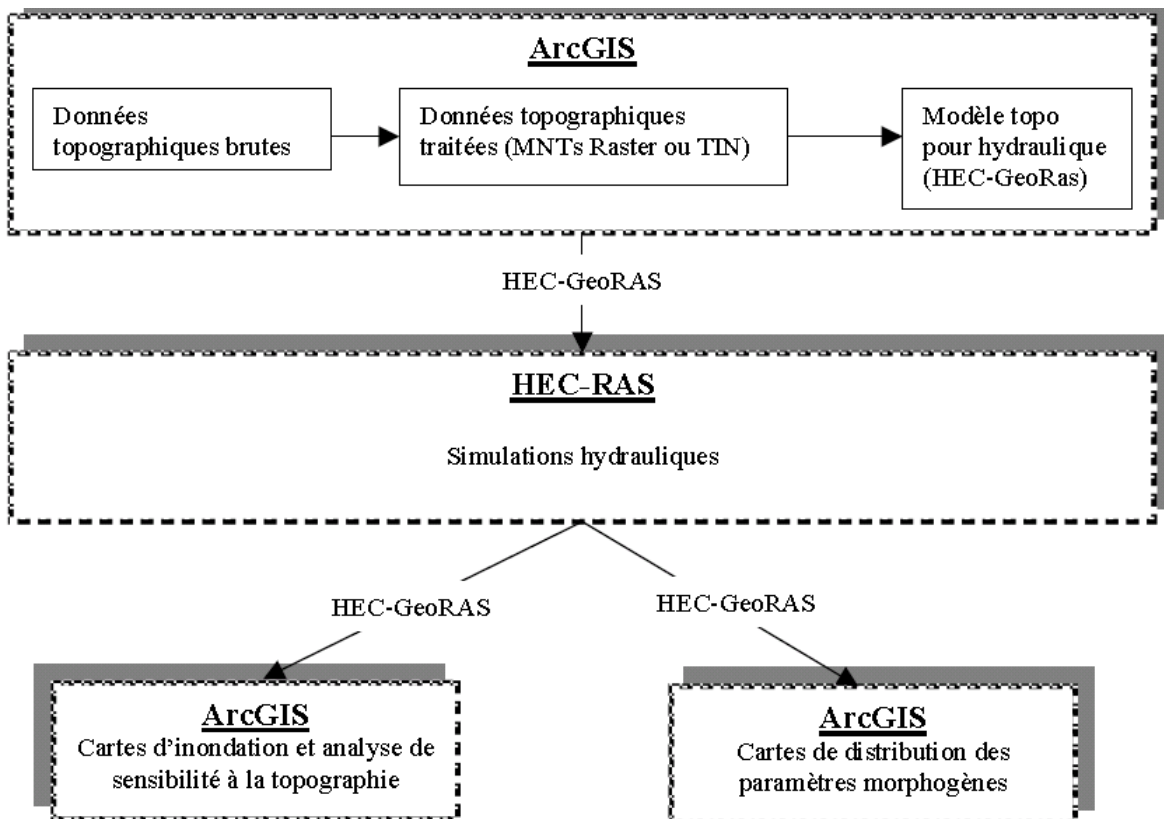


Figure 04 : Chaîne logicielle

Manuel d'utilisation du logiciel HEC-RAS : (<http://www.manuel.HEC-RAS.fr/>).

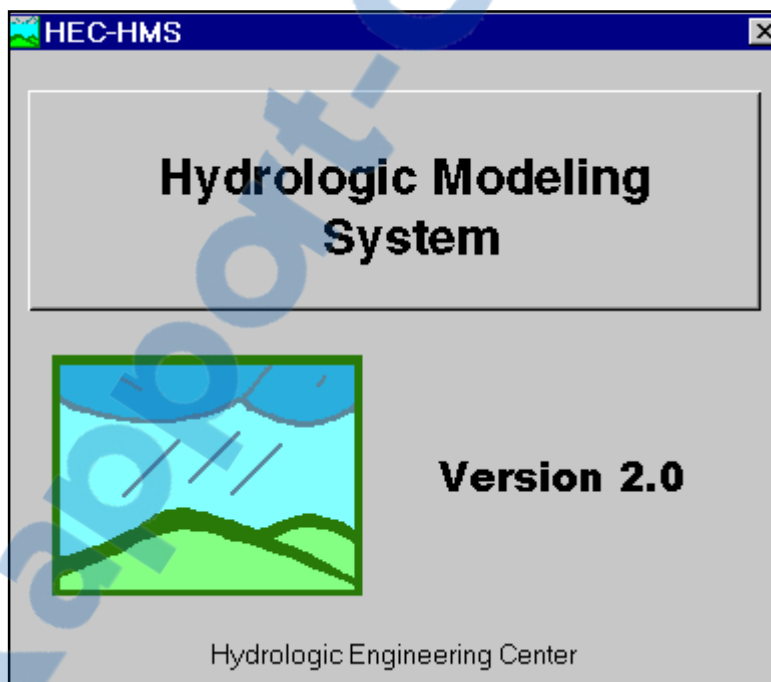


## Annexe 10 : logiciel HEC-HMS

Le modèle HEC-HMS (*Hydrologic Engineering Center - Hydrologic Modeling System*) est un modèle hydrologique libre conçu par ; *Hydrologic Engineering Centre* de l'*US Corp Engineers* désigné pour la modélisation hydrologique des bassins versants.

Le principe de ce modèle est la présentation physique des différents processus du cycle hydrologique à l'intérieur du bassin versant par les différentes formules connues dans la littérature et laisse à l'utilisateur le choix de celles qui conviennent le mieux avec le bassin de l'étude

Ce logiciel étant développé par un organisme américain, il est nécessaire (et impératif!) de changer la virgule en point dans les paramètres de configuration régionaux de l'ordinateur. Nous allons ici donner les points principaux pour simuler le ruissellement des précipitations sur un bassin versant avec HEC-HMS. Nous prendrons pour cela comme référence le manuel de l'utilisateur fourni avec le logiciel et auquel le lecteur pourra se reporter pour des explications plus complètes. Nous essaierons de dégager certaines "astuces" découvertes lors de notre expérience personnelle de l'utilisation de ce logiciel.



Manuel d'utilisation du logiciel HEC-HMS : (<http://www.manuel.HEC-HMS.fr/>).

## Résumé

La problématique des risques naturels en général et des inondations en particulier est un sujet d'actualité qui marque une section mémorable dans le monde et spécifiquement en Algérie, notamment au regard des dernières années grandes crues catastrophiques. En effet, la gestion de ce risque devient de plus en plus une nécessité qui doit inclure tous les acteurs et tous les moyens disponibles possibles.

Cette étude a pour objectif plus précis de déterminer les ouvrages d'aménagements à mettre en place sur les deux bassins versants de l'oued Tlata et Taima, pour la protection de la ville de Ghazaouet contre les inondations. L'étude hydrologique du site ainsi que l'étude de vulnérabilité, les débits de dimensionnement et les objectifs de protection ont pu être clairement définis. Au vue des différentes caractéristiques du site et des volontés politiques, le choix s'est porté pour une protection contre les inondation, pour la partie urbaine et pour une protection d'occurrence pour la partie rurale en amont. Dans ce travail, nous avons étudié la cartographie de l'aléa inondation par l'approche de la modélisation hydraulique à travers l'exemple de l'Oued Ghazouana qui traverse la ville de Ghazaouet en s'appuyant sur la contribution du système d'information géographique (Arc Gis et Map Info) et de la modélisation hydraulique par (HEC-HMS et HEC-RAS) . Une modélisation plus poussée du réseau fluvial a permis de simuler plus précisément le fonctionnement hydraulique de l'ouvrage et d'en affiner le dimensionnement au vue de son intégration dans le paysage urbain..

**Mots clés :** Risque inondation Ghazaouet, Ghazouana, Tlata, Taima ; Aléa Vulnérabilité, Modélisation, Aménagement, HEC-RAS, HEC-HMS, Cartographie.

## Abstract

The problems of the natural risks in general and the floods in particular are a subject of topicality which marks a memorable section in the world and specifically in Algeria, in particular in comparison with the last years great catastrophic risings. Indeed, the management of this risk becomes more and more one requires which of which to include all the actors and all the means available possible.

This study has as a more precise objective to determine the rain works and installations to set up on the two basins slopes of the river Tlata and Taima, for the protection of the town of Ghazaouet against the floods. The hydrological study of the site as well as the study of vulnerability, the flows of dimensioning and the objectives of protection could be clearly defined. To the sight of the various characteristics of the site and political good-will, the choice went for a protection against the flood, for the urban part and for a protection of occurrence for the rural part as a lover and also in this work, one exposed the cartography of the risk flood by the approach of hydraulic modeling through the example of the Ghazouana river which crossed the town of Ghazaouet and while supporting on the contribution of the geographical information system (Arc Gis and Map Info) and of hydraulic modeling (Hec-HMS and HEC-RAS). More pushed modeling of the rain network made it possible more precisely to simulate the hydraulic operation of the work and to refine of it dimensioning with the sight of its integration in the urban landscape.

**Key words:** Risk flood Ghazaouet, Ghazouana, Tlata, Taima, Risk Vulnerability, Modeling, Installation, , Hec-Ras, Hec-HMS, and Cartography.

## المخلص

أن مشكلة الأخطار الطبيعية عموما والفيضانات بشكل خاص يعتبر من بين المواضيع الواقع الأكثر انتشارا والتي سجلت أثرا بليغا في ذاكرة شعوب العالم عموما و الجزائر بصفة خاصة، لاسيما من خلال وقائع الفيضانات المسجلة في الآونة الأخيرة من أجل ذلك أصبح تسير هذه الأخطار ضرورة حتمية تتضمن اجتماع كل الأطراف المعنية واستعمال جميع التقنيات الجديدة. غالبا ما تتعرض مدينة الغزوات لظاهرة الفيضانات، خاصة في موسم التساقطات الغزيرة وهذا بسبب وادي غزوانة الذي يقطعها. هذه الظاهرة تعرقل النشاطات المحلية، معرفة العوامل الأساسية التي تقف كحاجز في وجه هذه الظاهرة، في العامل الأساسي الذي يسمح لنا باقتراح الحلول الناجعة والحد من الأضرار الناجمة عنها في الأحياء المتضررة.

انطلاقا من هذا الموقع ومرورا بدراسة النمط الهيدرولوجي لوادي الثلاثاء و وادي التايمة الممولان الرئيسان لوادي غزوانة، حاولنا دراسة الوضع واقتراح حلول عملية لحماية مدينة الغزوات من ظاهرة الفيضانات، وذلك بتطبيق مبدأ العرض الهيدروليكي متخذا بذلك وادي الثلاثاء و وادي غزوانة كمكان للدراسة ومستند على نظام المعلومات الجغرافية و مبدأ العرض الهيدروليكي. HEC كلمات مفتاحية: خطر الفيضانات، الحوض الهيدروغرافي، سد، الغزوات، غزوانة، الثلاثاء، التايمة، الخرائط، برنامج

RAS ، برنامج HEC HMS