

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdellah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option : Conception des Systèmes d'Assainissement**

**THEME :**

**ETUDE DU SYSTEME D'EVACUATION DES EAUX  
PLUVIALES DE LA VALLEE DES JARDINS  
(W. MOSTAGANEM)**

**Présenté par :**

**M<sup>r</sup> : SIAD Si Mokrane**

**DEVANT LES MEMBRES DU JURY**

<b>Nom et prénom</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
<b>M<sup>me</sup> H. MEDDI</b>	<b>M.C.B</b>	<b>Présidente</b>
<b>M<sup>me</sup> S. HOULI</b>	<b>M.A.A</b>	<b>Examinatrice</b>
<b>M<sup>r</sup> A.RASSOUL</b>	<b>M.C.B</b>	<b>Examineur</b>
<b>M<sup>me</sup> M.KAHLERRAS</b>	<b>M.A.A</b>	<b>Examinatrice</b>
<b>M<sup>r</sup> I.ZAIBEK</b>	<b>M.A.B</b>	<b>Examineur</b>
<b>M<sup>me</sup> F.DERNOUNI</b>	<b>M.A.A</b>	<b>Promotrice</b>

**JUIN 2013**

# *Dédicace*

*Du fond du cœur, je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et de respect :*

*A mes parents qui ont toujours été les étoiles de mon ciel et ont illuminé mon chemin depuis ma naissance, je ne les remercierai jamais assez, que Dieu tout puissant les bénisse et me les garde en bonne et parfaite santé ;*

*A l'âme noble de mon grand-père, que Dieu lui soit clément ;*

*A mes deux chers frères Rayane et Mhenna ;*

*A ma chère sœur Kahina ;*

*A toute ma famille ;*

*A mes deux amis Zidane et Khaled ;*

*Enfin, A ma chère et bien aimée Kahina ;*

*S.SIAD*

# Remerciements

*Je tiens à remercier et rendre grâce à DIEU le tout puissant de m'avoir donné le courage et la volonté de mener à bien terminer ce modeste travail.*

*Je tiens également à exprimer mes vifs remerciements à toutes les personnes qui m'ont aidé tout au long de mon travail, particulièrement à :*

*Mes chers parents pour la compréhension et les encouragements qu'ils ont manifestés tout au long de mon parcours.*

*Ma promotrice Madame DERNOUNI.F pour son encadrement et ses orientations judicieuses qui nous m'ont été infiniment utiles.*

*A L'ensemble des enseignants qui m'ont suivi durant mon cycle d'étude.*

*Mes remerciements vont également à tout le personnel de L'Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique ;*

*Mon respect aux membres du jury qui me feront l'honneur d'apprécier mon travail.*

## ملخص:

في عملنا هذا قمنا بدراسة من أجل حماية مدينة مستغانم من الفيضانات. درستنا هذه تضمّن أساسا ثلاث أجزاء هي أولا: دراسة طبوغرافية للمدينة من أجل تحديد منطقة الخطر ثانيا: قمنا بتشخيص منشآت الحماية. وأخيرا قمنا بإجاز المشروع مع كافة المنشآت الأساسية والتأويّة فتحصلنا على مشروع قابل للإجاز وملائم لحماية المدينة من الفيضانات.

## Résumé :

Notre travail a pour objet de faire une étude de Protection contre les inondations de la zone de LA VALLEE DES JARDIN (W.MOSTAGANEM).

Notre étude va porter essentiellement sur trois parties séquentielles et complémentaires. En premier lieu, nous avons fait l'analyse des données topographiques du site pour localiser les zones critiques et mettre en relief les points noirs. Dans un second lieu nous sommes passés au diagnostic qui vise à relever les anomalies et les contraintes imposées sur site, dans le but de faire une présélection des variantes.

Cette dernière étant faite, on passe à la troisième partie qui consiste en la réalisation de notre projet.

A l'issue de ce travail nous avons abouti à un projet réalisable qui paraît être le plus adapté pour garantir la protection de LA VALLEE DES JARDIN (W.MOSTAGANEM) contre les inondations.

## Abstract:

Our work has the aim of making a study of Protection against the floods of the town of LA VALLEE DES JARDIN (W.MOSTAGANEM). That consists in projecting three dams of retention in the upstream of the city.

Our study will relate primarily three sequential and complementary parts. Initially, we made the analysis of the topographic data of the site to locate the critical zones and to highlight the black spots. In a second place, we passed to the diagnosis, which aims at raising the anomalies, and the constraints imposed on site, with an aim of making a selection of the alternatives.

The latter being made, we passes to the third part, which consists of the realization of our project with its works, principal and appendices.

In the end of this work, we ended to a realizable project, which appears more to be adapted to guarantee the protection of the town of Cherchell against the floods.

# SOMMAIRE

*Préambule.*

*Introduction Générale.*

## ***CHAPITRE I : Généralités***

1. Définition.....	5
2. Causes.....	5
3. Typologies.....	5
4. Mécanismes des inondations.....	6
5. Caractéristiques du phénomène.....	6
6. Elément de base en hydrologie.....	6
6.1. Un territoire géographique bien défini (le bassin versant).....	6
6.2. Lit majeur et lit mineur.....	8
6.3. Cours d'eau.....	8
7. Principaux paramètres pour l'évaluation des aléas des crues.....	8
8. Différents types d'inondation.....	9
8.1 Inondations des plaines.....	9
8.2 Inondations par crues torrentielles.....	9
8.3 Inondations par ruissellement en secteur urbain.....	9
8.4 Inondation par remontée de nappe.....	9
8.5 Coulées de boue.....	9
8.6 Inondation par rupture d'une protection.....	10
9. Conséquences.....	10
10. Stratégies de lutte.....	10

## ***CHAPITRE II : Présentation de la Zone d'Etude***

1. Localisation de la zone d'étude.....	11
2. Géographie.....	12
3. Relief.....	12
4. Climat.....	12
5. Démographie.....	12
6. Géomorphologie et géologie.....	13
6.1. Géologie régionale.....	13
6.2. Géologie locale.....	13
7. Hydrogéologie.....	13
8. Occupation du sol.....	15

## ***CHAPITRE III : Etude Hydrologique***

### ***A. Notion de base***

Introduction

1. Elément de contexte.....	16
2. Observations et prévisions météorologiques.....	16
2.1. Différents outils de mesure de la précipitation.....	16
2.1.1. Pluviomètre.....	17

2.1.2. Radar météorologique.....	17
2.1.3. Radar satellite.....	17
2.2. Différents outils de prévision de la précipitation.....	18
2.2.1. Extrapolation de l'image radar.....	18
2.2.2. Utilisation des modèles numériques.....	18
3. Observations et prévisions débitométriques.....	18
3.1 Stations débitométriques .....	18
3.2 Modélisation pluie-débit.....	19
3.2.1 Représentation du bassin versant.....	19
3.2.2 Ruissellement.....	20
a) Ruissellement par dépassement de la capacité d'infiltration .....	20
b) Ruissellement par saturation .....	20
3.2.3 Classification des modèles Pluie-Débit.....	20
a) Modèle global ou distribué .....	20
b) Modèle conceptuel ou physique .....	20
c) Modèle déterministe ou stochastique .....	21
d) Modèle événementiel ou continu .....	21
3.2.4 Structure d'un modèle pluie-débit.....	21
3.3 Quelques exemples de modèles classiques.....	21
3.3.1 Fonction de production.....	21
3.3.1.1 Modèle SCS.....	21
3.3.1.2 TOPMODEL.....	22
3.3.1.3 Modèle HBV.....	23
3.3.2 Fonction de transfert.....	24
3.3.2.1 Méthode SCS.....	24
3.3.2.2 Méthode de Muskingum.....	25
4. Seuils de précipitations.....	25
4.1 Courbes Intensité-Durée-Fréquence (IDF) .....	25
a) Formule de Montana .....	25
b) Loi de Gumbel.....	25
4.2 Flash Flood Guidance : (FFG) .....	26
5. Seuils de débits.....	26
5.1 Méthode rationnelle.....	26
5.2 Méthode de Caquot.....	26
5.3 CRUPEDIX.....	27
6. Prise en compte de l'incertitude.....	27
6.1 Erreur liée à l'estimation des précipitations.....	27
6.2 Erreur liée à l'estimation des débits.....	28
Conclusion	

## ***B. Données Collectées***

### Introduction

1. Importance des données hydrologiques.....	30
a) Evaluer la ressource en eau.....	30
b) Planifier la ressource en eau.....	30
2. Gestion et valorisation des données hydrologiques.....	31
3. Résultat de la campagne de collecte de données.....	31
3.1 Les Précipitations.....	31
3.2 Climat.....	32
3.3 Relation OMBRO-THERMIQUE.....	37

3.4 L'évaporation sur une nappe libre.....	38
Conclusion	

### **C. Partie Calcul**

#### Introduction

1. Caractéristiques hydromorphométriques des bassins Versants.....	39
1.1 Morphométrie.....	39
1.1.1 La Surface.....	39
1.1.2 Périmètre.....	40
1.1.3 Rectangle équivalent.....	40
1.2 Relief.....	43
1.2.1 Altitudes et longueurs des Thalwegs.....	43
1.2.2 Largeur moyenne des sous bassins.....	43
1.2.3 Pente moyenne.....	43
1.2.4 Courbe Hypsométrique.....	44
1.2.5 Altitude moyenne.....	46
1.2.6 Indice de pente de roche.....	46
1.2.7 Indice de compacité de Gravelius.....	47
1.2.8 Indice de pente Globale.....	47
1.3 Hydrographie.....	48
1.3.1 Réseau Hydrographique.....	48
1.3.2 La densité de drainage.....	48
1.3.3 Profils en long et pente moyenne des thalwegs.....	48
1.3.4 Temps de concentration.....	51
1.3.5 Vitesse moyenne de ruissellement.....	52
2. Analyse des données pluviométriques.....	53
2.1 Caractéristiques de la Série Pluviométrique.....	53
2.2 Choix de la loi d'ajustement.....	56
2.2.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL.....	56
2.2.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON.....	58
2.3 Pluies de courte durée.....	63
3. Apports.....	65
3.1 Les Apports liquides.....	65
3.1.1 L'Apport moyen interannuel.....	65
a) Formule de SAMIE.....	65
b) Formule de DERIE II.....	65
c) Formule de MEDINGER.....	65
d) Formule de CHAUMONT.....	65
e) Formule de l'ANRH.....	65
3.1.2 Caractéristiques de l'écoulement.....	66
a) Module de l'écoulement.....	66
b) Module de l'écoulement relatif ou spécifique.....	66
c) Lamme d'eau écoulée.....	66
d) Coefficient de l'écoulement.....	66
e) Coefficient de variation.....	66
a). Formule de SOKOLOVSKY.....	67
b). Formule de KRISTEKLY MENKEL.....	67
c). Formule d'OURKGUIPROVODKHOZ.....	67
d). Formule de L'ANTONOV.....	67
3.2 Apports solides.....	67

a). Formule de TIXERONT.....	67
b). Formule de FOURNIER.....	68
4. Etude de crues.....	69
4.1 Différentes méthodes d'évaluation des crues.....	69
a). Méthodes historiques.....	69
b). Méthodes empiriques.....	69
c). Courbes enveloppes.....	69
d). Méthodes probabilistes.....	69
e). Méthodes déterministes.....	69
f). Méthode de l'hydrogramme unitaire.....	69
4.2 Choix de la méthode (application sur les bassins versants).....	70
1. Formule de Giandotti.....	70
2. Formule de Turazza.....	70
3. Formule de Sokolovski.....	70
4. Formule de Mallet Gauthier.....	71
5. Formule de Possenti.....	71
6. La méthode rationnelle.....	71
4.3 Estimation des Volumes des crues.....	74
4.4 Hydrogrammes des crues.....	74
5. Choix de la Loi et de la fréquence de calcul.....	76
Conclusion	

## ***CHAPITRE IV : Etude Hydraulique***

Introduction	
1. Description des aménagements existants.....	78
2 Etude de Variantes.....	79
2.1 Variantes Proposées.....	79
2.2 Avantages et Inconvénients des Variantes.....	79
2.3 Choix de la variante.....	80
3. Généralité sur les Bassins de Rétention.....	80
3.1 Cas Générale.....	80
3.1.1 Présentation.....	80
3.1.2 Avantages.....	80
3.1.3 Inconvénients.....	80
3.1.4 Conditions et Domaine d'utilisation.....	80
3.1.5 Conception.....	81
a) Collecte des eaux et alimentation.....	81
b) Structure du bassin.....	81
c) Evacuation et « ré-essuyage » des eaux.....	82
d) Exutoire :82	
e) Revêtements et aménagement du fond et des berges.....	82
3.2 Le bassin sec à ciel ouvert.....	82
3.2.1 Présentation.....	82
3.2.2 Avantages.....	83
3.2.2 Avantages.....	83
3.2.4 Conditions et domaine d'utilisation.....	84
3.3 Le bassin en eau.....	84
3.3.1 Présentation.....	84
3.3.2 Avantages.....	84

3.3.3 Inconvénients.....	85
3.3.4 Conditions et domaine d'utilisation.....	85
3.4 Le bassin enterré.....	86
3.4.1 Présentation.....	86
3.4.2 Avantages.....	86
3.4.3 Inconvénients.....	86
3.4.4 Conditions et domaine d'utilisation.....	87
4. Méthode et Principe de Dimensionnement.....	87
4.1 Rappel des principes.....	87
4.2 Choix de l'événement pluvieux contre lequel on veut se prémunir.....	87
4.3 Surverse et trop plein.....	88
4.4 Débit de fuite.....	88
4.4.1 Infiltration.....	88
4.4.2 Rejet à débit limité au réseau.....	90
4.5 Stockage avec rejet à débit limité ou avec infiltration.....	90
4.5.1 Détermination du coefficient de ruissellement (Cr) et du coefficient d'apport (Ca).....	90
4.5.2. Détermination de la surface active à considérer (Sa).....	91
4.5.3 Détermination de la hauteur maximale et du volume d'eau à stocker.....	91
4.6 Volume de l'ouvrage à réaliser.....	92
4.6.1 Profondeur de l'ouvrage.....	92
4.6.2 Prise en compte de la porosité du matériau constitutif.....	93
4.6.3 Hauteur maximale.....	93
4.7 Orifice de vidange.....	94
5. Dimensionnement.....	94
5.1 Volumes a stockés.....	94
5.2 Dimension des bassins de stockage.....	94
Conclusion	

### ***CHAPITRE V : Estimation du coût***

Introduction	
1. Evaluation financière des coûts des Bassins.....	96
1.1 Bassin de 60840 m <sup>3</sup> .....	96
1.2 Bassin de 134560 m <sup>3</sup> .....	96
1.3 Bassin de 136890 m <sup>3</sup> .....	96
1.7 Bassin de 68890 m <sup>3</sup> .....	97
Conclusion	

## - Annonciation-

$P_{BV}$  : Périmètre du bassin versant (m) ;  
 $S_{BV}$  : Surface du bassin versant ( $m^2$ ) ;  
SB : Sous bassin versant ;  
S : surfaces des bassins versant [ $Km^2$ ] ;  
P : périmètres des bassins versant [ $Km$ ] ;  
 $K_c$  : Indice de compacité de GRAVELIUS ;  
L : La longueur du rectangle équivalent [ $Km$ ] ;  
l : La largeur du rectangle équivalent [ $Km$ ] ;  
 $H_i$  : Altitude moyenne entre 2 courbes de niveaux consécutives en m ;  
 $S_i$  : surface partielle comprise entre 2 courbes de niveaux consécutives en  $km^2$  ;  
 $I_g$  : Indice de pente globale (m/km) ;  
 $I_m$  : Pente moyenne des bassins versants (m/km) ;  
 $\Delta H$  : Dénivelée entre deux courbes de niveaux (m) ;  
Li : longueur de la courbe de niveau ;  
 $D_a$  : densité de drainage [ $km/km^2$ ] ;  
 $T_c$  : temps de concentration ;  
 $T_h$  : Temps d'humectation ;  
 $T_r$  : Temps de ruissellement ou d'écoulement ;  
 $T_a$  : Temps d'acheminement ;  
y : variable réduite de GUMBEL ;  
x : précipitation maximale journalière (mm) ;  
 $x_0$  : ordonnée à l'origine en (mm) ;  
 $P_t$  : pluie court durée (mm) ;  
t : durée de l'averse (h) ;  
b : exposant climatique ;  
 $I$  : Intensité maximale (mm/h) ;  
 $A_0$  : Apport moyen interannuel( $Mm^3$ ) ;  
 $L_e$  : lame d'eau écoulée (mm) ;  
 $M_e$  : Module de l'écoulement ;  
 $C_e$  : Coefficient de l'écoulement ;  
 $C_v$  : Coefficient de variation ;  
 $M_0$  : Module de l'écoulement relatif [ $l/s/km^2$ ] ;  
 $P_{moy}$  : Pluie moyenne annuelle en [mm] ;  
ES : taux d'abrasion ( $t/km^2/an$ ) ;  
 $V_s$  : volume spécifique ( $m^3/an$ ) ;  
 $\gamma$  : Poids spécifique( $T/m^3$ ) ;  
V : vitesse moyenne (m/s) ;  
Q : débit ( $m^3/s$ ) ;

## LISTE DES TABLEAUX

### *CHAPITRE II : Présentation de la Zone d'Etude*

Tableau II.01 : Températures moyenne sur 10 ans de la Zone d'Etude.....	12
Tableau II.02 : Population de Hassi Mameche, Sayada et Mostaganem de 1882 à 2008.....	12
Tableau II.03 : Coordonnées Géographiques des deux profils .....	14

### *CHAPITRE III : Etude Hydrologique*

Tableau III.01 : Détails de la station pluviométrique.....	31
Tableau III.02 : Série pluviométrique.....	31
Tableau III.03 : Identification des stations climatologiques dans la région d'études.....	32
Tableau III.04 : Fiabilité des caractéristiques climatologiques observées .....	33
Tableau III.05 : Détail de la station.....	33
Tableau III.06 : Répartition mensuelle des températures.....	34
Tableau III.07 : Répartition mensuelle des températures.....	35
Tableau III.08 : Répartition mensuelle des caractéristiques climatiques.....	35
Tableau III.09 : Direction du vent (Comptage, période 1913–36).....	36
Tableau III.10 : Nombre de jours d'apparition de caractéristiques climatiques secondaires.....	37
Tableau III.11 : Répartition mensuelle des Températures et précipitations Moyennes.....	38
Tableau III.12 : Evaporation au niveau du barrage d'Oued Fodda (1948-1976) .....	38
Tableau III.13 : Surfaces des sous bassins.....	40
Tableau III.14 : Périmètre des sous bassins.....	40
Tableau III.15 : Les longueurs et Largeurs équivalentes.....	40
Tableau III.16 : Les Altitudes et les longueurs des Thalwegs.....	43
Tableau III.17 : Largeur moyenne des sous bassins.....	43
Tableau III.18 : Pente moyenne.....	43
Tableau III.19 : Répartition en pourcentage de la surface élémentaire du SB1.....	44
Tableau III.20 : Répartition en pourcentage de la surface élémentaire du SB2.....	44
Tableau III.21 : Répartition en pourcentage de la surface élémentaire du SB3.....	44
Tableau III.22 : Répartition en pourcentage de la surface élémentaire du SB4.....	44
Tableau III.23 : Les Altitudes Caractéristiques.....	46
Tableau III.24 : Les Altitudes Moyennes.....	46
Tableau III.25 : Indice de pente de roche.....	46
Tableau III.26 : Indice de compacité de Gravelius.....	47
Tableau III.27 : Indice de pente Globale.....	47
Tableau III.28 : Caractéristiques du réseau hydrographique.....	48
Tableau III.29 : Densité de drainage.....	48
Tableau III.30 : Pente moyenne.....	51
Tableau III.31 : Résultats du calcul du temps de concentration (en heures) .....	52
Tableau III.32 : Résultats du calcul du temps de concentration (en heures) .....	52
Tableau III.33 : Caractéristiques hydromorphométriques des bassins versants.....	53
Tableau III.34 : Caractéristiques de la Série pluviométrique.....	54
Tableau III.35 : résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel.....	57
Tableau III.36 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.....	57
Tableau III.37 : résultat de l'ajustement à la loi de Galton.....	58

Tableau .III.38 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.....	57
Tableau III.39 : Pluies et intensités maximales de durée t (h) et de période retour.....	63
Tableau III.40 : Résultats des apports moyens interannuels.....	66
Tableau .III.41: Les caractéristiques de l'écoulement.....	67
Tableau. III.42 : $\alpha$ en fonction de la perméabilité.....	68
Tableau. III.43 : Les apports solides.....	68
Tableau. III.44 : Valeurs de coefficient de ruissellement C.....	70
Tableau. III.45 : Débits de Crues estimés, par les formules empiriques pour différentes périodes de retour, dans les différents bassins versants.....	72
Tableau. III.46 : Débits de crues total dans le bassin versant.....	74
Tableau. III.47 : Débits de crues total dans le bassin versant.....	74
Tableau. III.48 : Récapitulatif de la variante choisie.....	76

#### *CHAPITRE IV : Etude Hydraulique*

Tableau IV.1 : Caractéristiques du réseau des eaux pluviales .....	78
Tableau IV.2 : Classification des soles selon la perméabilité K .....	89
Tableau IV.3 : Approximation du coefficient de ruissellement. ....	90
Tableau IV.4 : Récapitulatif des volumes a stockés.....	93

#### *CHAPITRE IV : Estimation du coût*

Tableau V.1 : Estimation du bassin de 60840 m <sup>3</sup> .....	96
Tableau V.2 : Estimation du bassin de 134560 m <sup>3</sup> . ....	96
Tableau V.3 : Estimation du bassin de 136890 m <sup>3</sup> . ....	96
Tableau V.4 : Estimation du bassin de 68890 m <sup>3</sup> . ....	97

## LISTE DES FIGURES

### *CHAPITRE I : Généralités*

Figure I.01 : Délimitation d'un bassin versant .....	7
Figure I.02 : Les types de bassins versants.....	7
Figure I.03 : Le lit mineur.....	8
Figure I.04 : Le Lit majeur.....	8

### *CHAPITRE II : Présentation de la Zone d'Etude*

Figure II.01 : Localisation de la Zone d'étude.....	11
Figure II.02 : Vue panoramique sur la vallée des jardins .....	11
Figure II.03 : Pyramide des âges en pourcentage(2008) .....	13
Figure II.04: Implantation des profils de résistivités électriques.....	13
Figure II.05: Modèle de résistivité électrique du profil P1.....	14
Figure II.06: Modèle de résistivité électrique du profil P2.....	14
Figure II.07: Les espaces artificialisés et naturels du bassin versant dans la dépression de la vallée des jardins.....	15

### *CHAPITRE III : Etude Hydrologique*

Figure III.01: Figure III.01 : Représentation schématique des modèles TOPMODEL et HBV.....	24
Figure III.02: La Gestion et Valorisation des Données Hydrologiques.....	31
Figure III.03: Graphe de Répartition Mensuelle des Températures .....	35
Figure III.04: Graphe de Répartition des Humidités Relatives.....	35
Figure III.05: Graphe de Repartition mensuelle des caractéristiques climatiques.....	36
Figure III.06: Rose des Vents.....	36
Figure III.07: Graphe des caractéristiques climatiques secondaires.....	37
Figure III.08: Graphe OMBRO-THERMIQUE.....	38
Figure III.09 : Localisation des bassins versants d'étude (extrait des cartes au 1/25 000, feuille de Mostaganem) .....	39
Figure III.10: Rectangle équivalent du BV1.....	41
Figure III.11: Rectangle équivalent du BV2.....	41
Figure III.12: Rectangle équivalent du BV3.....	42
Figure III.13: Rectangle équivalent du BV4.....	42
Figure III.14 : Courbes Hypsométriques des BV.....	45
Figure III.15 : Cartographie des talwegs des BV (extrait des cartes au 1/25 000, feuille de Mostaganem) .....	49
Figure III.16 : Les Profils en long des thalwegs.....	50
Figure III.17 : Histogramme de variation de la Précipitation Moyenne Annuelle.....	55
Figure III.18 : Histogramme de variation de la pluie Moyenne Annuelle.....	55
Figure III.19 : Histogramme de la Pluie Annuelle.....	55
Figure III.20 : Ajustement à la loi de Gumbel (Hyfran).....	60
Figure III.21 : Ajustement à la loi Lognormal (Hyfran) .....	61
Figure III.22 : Comparaison des ajustements.....	62
Figure 23 : Courbes des pluies de courte durée fréquentielle.....	64

Figure 24 : Courbes des Intensités fréquentielle.....	64
Figure 25 : les Hydrogrammes de crues pour le SB1.....	75
Figure 26 : les Hydrogrammes de crues pour le SB2.....	75
Figure 27 : les Hydrogrammes de crues pour le SB3.....	76
Figure 28 : les Hydrogrammes de crues pour le SB4.....	76

#### *CHAPITRE IV : Etude Hydraulique*

Figure IV.1 : Surverse et trop plein .....	88
Figure IV.2 : Graphique des courbes de la hauteur précipitée .....	91
Figure IV.3 : Coupe transversale d'un bassin type en eau .....	94
Figure IV.4 : Coupe longitudinale d'un bassin type en eau.....	94

## LISTE DES PLANCHES

**Planche N°1 : Plan de situation de la vallée des jardins (W.MOSTAGANEM).**

**Planche N°2 : Plan du Réseau d'assainissement existant de la vallée des jardins (W.MOSTAGANEM).**

**Planche N°3 : Plan de délimitation des bassins versant de la vallée des jardins (W.MOSTAGANEM).**

**Planche N°4 : Plan type d'un bassin en eau (vue en plan).**

**Planche N°5 : Plan type d'un bassin en eau (vue transversal).**

## - *Préambule* -

Environ 80 % des catastrophes naturelles dans le monde de cette dernière décennie étaient d'origine météorologique ou hydraulique, et les inondations auraient affecté en moyenne 66 millions de personnes par an entre 1973 et 1997 selon un rapport de l'*O.N.U (Organisation des Nations Unies)*, ce sont les catastrophes naturelles qui produisent le plus de dégâts.

Malgré que les documents et règlements d'urbanisme et d'occupation du sol permettent théoriquement d'interdire, voir localement de détruire, pour raison d'intérêt général, des constructions en zone inondable. Certains règlements urbains imposent que les nouvelles routes et constructions soient conçues de manière à ce que les eaux pluviales soient stockées et infiltrées sur place, autant que ce serait le cas en l'absence de construction.

Des approches globales sont nécessaires, Elles sont en effet encouragées par la Directive cadre sur l'eau précisée en 2007 par une directive sur les inondations, qui impose une évaluation cartographiée des enjeux, risques et conséquences (et donc des zones inondables). Ceci doit se faire par district hydrographique et/ou unité de gestion, avec pour différents scénarios l'étendue de l'inondation, les hauteurs d'eau ou le niveau d'eau, selon le cas, et le cas échéant, la vitesse du courant ou le débit de crue, les risques de pollution y afférant, etc. L'état doit se définir des objectifs et des plans de gestion des risques tenant compte d'enjeux hiérarchisés et des aspects alerte, prévention, protection et préparation, en encourageant « des modes durables d'occupation des sols, l'amélioration de la rétention de l'eau, ainsi que l'inondation contrôlée de certaines zones en cas d'épisode de crue ». Les inondations pourraient être exacerbées avec la fonte des glaciers et avec l'élévation du niveau de la mer.

## - Introduction Générale -

Entre les années 1980 et 2000, Les pertes humaines dues aux catastrophes naturelles (événement brutal entraînant des dégâts humains et socio-économiques) ont augmenté de plus de 60 %, cette augmentation est essentiellement attribuée au réchauffement de la planète et la mauvaise gestion des espaces urbains.

Entre 1994 et 2004, les catastrophes naturelles ont touchées 2,5 milliards de personnes et ont causé le décès de 478 100 personnes selon un rapport de l'O.N.U (*Organisation des Nations Unies*), 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, et à titre d'exemple :

- 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).

Similairement aux autres pays du monde, le passif de l'Algérie a été marqué par de nombreuses inondations. Au cours de la décennie écoulée, les inondations en Algérie sont les plus meurtrières de celles survenues dans les pays du bassin méditerranéen :

- 10-11 novembre 2001 (Bab El Oued- Alger) : pluies diluviennes, 733 victimes, 30 000 de sans-abris et importants dégâts matériels.
- 20 octobre 1993 (Ouest algérien) : 22 décès et 14 blessés à Qued Rhiau.
- Octobre 1994 (plusieurs régions du pays) : 60 décès et des dizaines de disparus au cours de dix jours d'inondations.
- 22 octobre 2000 (Ouest algérien) : plus de 24 décès.

Identiquement à d'autres villes côtières de l'Algérie nord orientale, et en raison de sa situation bordière de Oued Aïn Sefra, En plus d'une topographie aidant et l'existence d'une multitude de ravins, c'est l'ensemble de la zone périphérique sud (Debdaba, Vallée des jardins, Sayada, Kheir-Eddine, et Mazagran) qui est venu se greffer naturellement à l'émissaire naturel qu'est ce dernier (Oued Aïn Sefra). Donc, au lieu de deux zones de rejets que sont la zone rive droite du port de Mostaganem et la zone Sonic ouest de La Salamandre, la wilaya de Mostaganem s'est retrouvée avec plus de 8 rejets en mer. Sans doute la zone la plus touchée est celle de la vallée des jardins, qui est sise en plein milieu de la cuvette formée par la dépression topographique de son bassin versant, a été marquée par de nombreuses inondations causant de sérieux dégâts humains et matériels, on citera :

- Crue de 1927 de l'oued Aïn Sefra ayant causée de gros dégâts matériels ainsi que des pertes humaines.
- Crue du 07 novembre 2008 provoquant de nuit, des inondations dans la vallée des jardins dues à de fortes précipitations, contraignant plusieurs familles à quitter leurs demeures. C'est le cas de dizaines de familles occupant un bidonville situé au niveau de la vallée des jardins, dans la commune de Sayada, près de la ville de Mostaganem.

La survenance des inondations au niveau de la vallée des jardins est fréquente, d'où la nécessité d'une étude analytique de de cette zone pour en faire ressortir les causes d'inondations et trouver une solution.

**1. Définition :**

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 (brèche dans les digues), les inondations estuariennes résultant de la conjonction de fortes marées, de situations dépressionnaires et de la crue des fleuves.

**2. Causes :**

Elles peuvent avoir de nombreuses causes cumulables :

- Causes naturelles, liées aux aléas climatiques et phénomènes météorologiques attendus ou à un événement naturel (glissement de terrain) qui empêche l'écoulement habituel de l'eau.
- Causes anthropiques directes : le drainage, l'irrigation, l'imperméabilisation et la dégradation des sols, certaines pratiques agricoles intensives peuvent accélérer le ruissellement de l'eau et en limiter l'infiltration.
- causes humaines directes : établissements d'écluses, de barrages permettant certes la navigation et le transport fluvial, mais diminuant la pente naturelle du cours d'eau, absence de gestion et de coordination des barrages à l'approche des crues, et pour la même raison avec les mêmes effets, retenue importante du dernier bief avant évacuation vers la mer.
- causes humaines indirectes liées aux modifications climatiques globales (émissions de gaz à effet de serre qui entraînent la fonte des glaciers et qui provoquent une montée du niveau des océans, des cours d'eau, ou encore cela pourrait entraîner des cyclones plus intenses.

D'après le rapport 2007 du GIEC (Groupe d'experts intergouvernemental sur l'évolution du climat) intitulé "mémento des décideurs" : « D'après les simulations, il est probable que dans les années 2080 de très nombreux millions de personnes supplémentaires seront inondées chaque année suite à l'élévation du niveau de la mer. Les zones très peuplées et de faible altitude où la capacité d'adaptation est relativement faible et qui sont déjà confrontées à d'autres défis tels que des tempêtes tropicales ou la subsidence locale de la côte sont particulièrement en danger. Le nombre de personnes touchées sera plus grand dans les méga-deltas d'Asie et d'Afrique, tandis que les petites îles sont particulièrement vulnérables. ».

« L'adaptation pour les régions côtières sera plus difficile dans les pays en voie de développement que dans les pays développés, à cause des contraintes pesant sur la capacité d'adaptation »

**3. Typologies :**

Les inondations résultent d'un certain nombre de conditions météorologiques avec une origine, des caractéristiques et une durée différentes. On en distingue trois grands types :

- lentes (inondation étendue) : Faisant suite à une longue période pluvieuse.
- brutales (crue-éclair) : après un orage violent ou un ou deux jours de fortes pluies sur sol sec, certaines inondations peuvent violemment endommager les champs, villages et villes, ainsi que de nombreuses infrastructures, elles s'accompagnent alors souvent de coulées de boue ou de glissements de terrain.
- des inondations (ou submersions) marines peuvent être dues à un tsunami, une rupture de digue ou d'écluse, ou à des conditions météorologiques exceptionnelles (exemple : tempête venant de la mer combinée à une dépression importante et une grande marée comme ce fut le cas avec la tempête Xynthia en Europe en 2010).

## - Généralités sur les Inondations -

Certaines crues éclair sont brèves et très localisées. Elles sont généralement dues à des pluies orageuses courtes mais intenses, qui ne parviennent pas à se disperser par infiltration, ruissellement ou écoulement. La cause la plus fréquente de ces inondations est un orage qui se déplace lentement et peut déverser d'énormes quantités d'eau sur une zone limitée en très peu de temps. Les orages qui se déplacent plus rapidement sont moins gênants à cet égard, car ils donnent de la pluie sur une zone plus étendue. Les crues éclair envoient souvent des vallées ou des gorges. Quand l'air humide est poussé vers la montagne, il s'élève, et peut provoquer un orage accompagné de pluies torrentielles. Si le vent maintient l'orage stationnaire, l'eau peut ruisseler sur les pentes de la montagne et descendre jusqu'au fond de la vallée. Les gorges sont comme des entonnoirs qui accélèrent le débit de l'eau, dont la force emporte tout sur son passage.

### 4. Mécanisme des inondations :

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

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

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

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

### 5. Caractérisation du phénomène :

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

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

### 6. Éléments de base en hydrologie :

#### 6.1. Un territoire géographique bien défini : (le bassin versant)

Un bassin versant est un territoire délimité par des frontières naturelles appelées "lignes de partage des eaux" ou "lignes de crêtes". Chaque bassin versant draine un cours d'eau principal souvent accompagné de plusieurs affluents. Ainsi, chaque goutte de pluie qui tombe sur ce territoire va rejoindre la rivière soit par écoulement de surface, soit par circulation souterraine après infiltration dans le sol. Le bassin versant (Fig.1) Correspond donc à la surface d'alimentation d'un cours d'eau.

## - Généralités sur les Inondations -

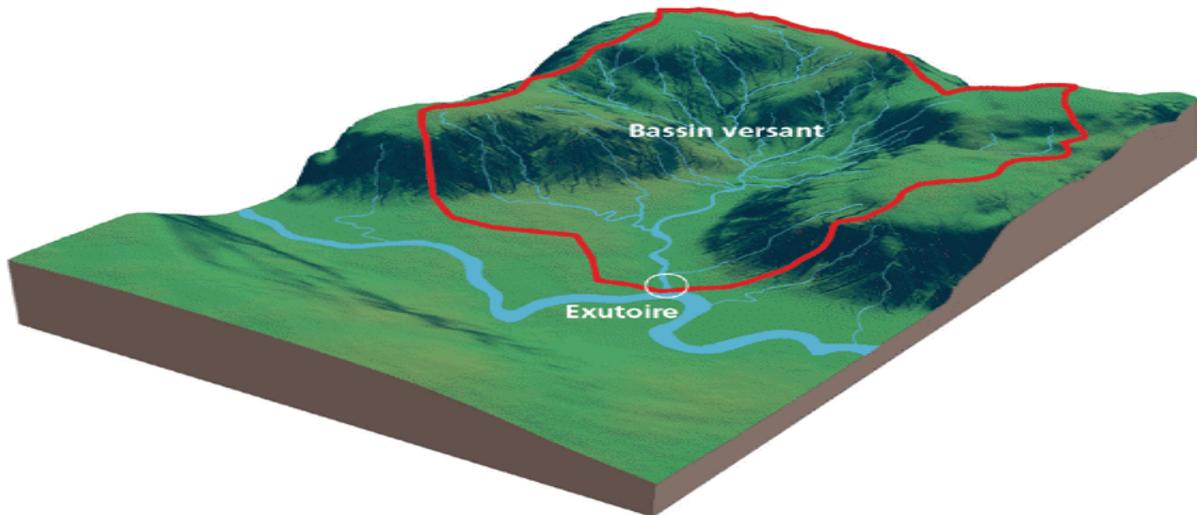


Figure I.01: Délimitation d'un bassin versant

Source : [www.hydrologie.com](http://www.hydrologie.com)

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

- Le **bassin versant topographique** : est déterminé par les écoulements de surface, par conséquent, les frontières de ce bassin versant sont les lignes de partage des eaux, cependant, selon la géologie du terrain, il se peut que des eaux, qui en surface semblent rejoindre un bassin versant voisin, s'infiltrent et reviennent alimenter le bassin versant initial (présence d'une couche imperméable).
- On parle alors d'un **bassin versant hydrogéologique** dont les limites sont les structures géologiques imperméables.
- Le bassin versant réel ou **bassin versant hydrologique** : est donc la somme de ces deux bassins versants (topographique + hydrogéologique).

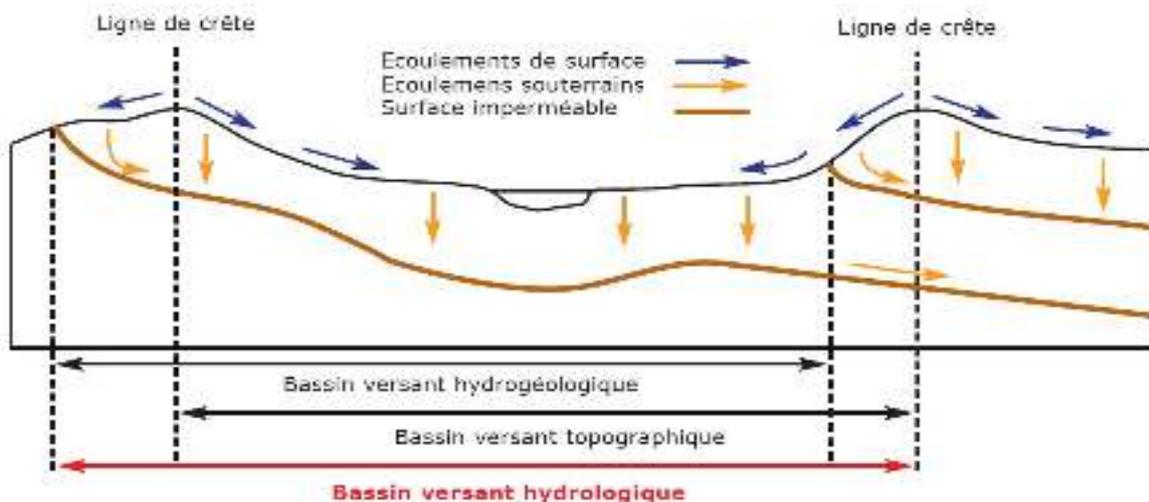


Figure I.02: Les types de bassins versants

Source : [www.hydrologie.com](http://www.hydrologie.com)

**6.2. Lit majeur et lit mineur :**

Le lit mineur est l'espace limité par les berges et parcouru par les débits non débordants. Par opposition, le lit majeur (ou zone d'expansion de crue, ou zone inondable) est l'espace occupé par les eaux débordantes. Il est défini comme l'espace situé entre le lit mineur et la limite de la plus grande crue connue (ou crue historique), (Fig.3 et 4).



Figure I.03: Le lit mineur

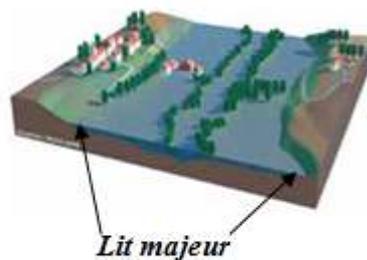


Figure I.04: Le Lit majeur

**6.3. Cours d'eau :**

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

**7. Principaux paramètres pour l'évaluation des aléas des crues :**

- la hauteur et la durée de submersion,
- la période de retour des crues,
- la vitesse d'écoulement,
- la torrencialité du cours d'eau.

La possibilité d'apparition d'une crue dépend de nombreux paramètres, autres que la quantité de pluie tombée : répartition spatiale et temporelle des pluies par rapport au bassin versant, évaporation et consommation d'eau par les plantes, absorption d'eau par le sol, infiltration dans le sous-sol ou ruissellement ... et pour une même quantité précipitée, la crue apparaîtra ou non.

On associe souvent à la notion de crue la notion de période de retour (crue décennale, centennale,...), les débits et l'intensité étant d'autant plus importants que la période de retour est plus longue.

Par ailleurs, les dégâts occasionnés par une inondation dépendent de plusieurs facteurs :

- la hauteur et la durée de submersion,
- la vitesse d'écoulement,
- le volume de matière solide transporté,
- l'érosion des berges.

**8. Différents Types d'inondations :**

On n'en distingue plusieurs, et voici les six principaux types d'inondation :

**8.1. Inondations des plaines :**

Les crues de plaine (on parle aussi de crues fluviales) surviennent à la suite d'épisode pluvieux océaniques prolongés mais d'intensité modérée, s'abattant sur des sols où le ruissellement est long à déclencher, le cours d'eau sort de son lit ordinaire pour occuper son lit majeur et l'inondation est caractérisée par une montée lente des eaux, le débordement du cours d'eau peut parfois être précédé de remontées des nappes phréatiques. La durée de submersion peut atteindre plusieurs jours à quelques semaines.

**8.2. Inondations par crues torrentielles :**

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

De manière un peu conventionnelle, on parle de crues torrentielles lorsque la durée nécessaire pour qu'une goutte d'eau tombant sur le point "hydrologiquement" le plus éloigné atteigne l'exutoire est inférieure à 12 heures (ou 24h pour certaines hauteurs). Ces crues touchent principalement les zones de montagne, les cours d'eau du pourtour méditerranéen, mais aucun petit bassin au relief accentué, à forte capacité de ruissellement, n'est à l'abri.

**8.3. Inondations par ruissellement en secteur urbain :**

Les inondations par ruissellement recouvrent des phénomènes physiques différents selon lesquelles se produisent en milieu rural ou urbain. Mais ces phénomènes se caractérisent par leur soudaineté et leur courte durée, ce qui les rend peu prévisibles et difficilement maîtrisables en période de crise.

Les inondations par ruissellement concernent principalement les milieux urbanisés. Les pluies qui ne peuvent s'infiltrer et s'évacuer par les réseaux artificiels d'écoulement (Réseau d'assainissement superficiels et/ou souterrains) s'accumulent dans les points bas.

Le ruissellement pluvial urbain peut provoquer d'importantes inondations lorsque les chenaux d'écoulement ensuite urbain sont devenus insuffisamment dimensionnés après urbanisation et imperméabilisation des sols.

**8.4. Inondation par remontées de nappe :**

Lors de ces inondations de vastes zones du plateau sont soumises à des phénomènes de remontées de la nappe phréatique, entraînant de nombreux mouvements de terrain. Ces crues sont très lentes qui se développent sur plus de deux mois.

L'événement pluviométrique déclenchant s'analyse sur une longue période à partir d'une date conventionnelle de début de recharge des nappes jusqu'à l'apparition des désordres. Ces phénomènes étaient presque totalement méconnus ou oubliés.

**8.5. Coulées de boue :**

Le terme de coulée de boue pose un problème délicat de définition car il est utilisé avec des acceptations très diverses. Dès l'origine, les arrêtés de reconnaissance de l'état de catastrophe naturelle au titre de la loi de juillet 1982 ont utilisé l'intitulé "inondation et coulées de boue", l'expression désignant dans la grande majorité des cas une eau chargée en particules fines, par opposition à une eau "claire". Or, l'eau de la plupart des inondations, même celle des plaines, est toujours chargée en terre, en plus ou moins grandes quantités en fonction des sols du bassin versant et de lit majeur submergé.

**8.6. Inondation par rupture d'une protection :**

L'inondation consécutive à une rupture de digue est un phénomène très brutal et d'autant plus dommageable que le site étudié est proche de la digue. Une rupture peut provoquer l'entrée d'un mur d'eau de plusieurs mètres de haut. Il est très difficile de prévoir la rupture d'un ouvrage de protection, ce qui rend la prévention de ce type d'accident particulièrement incertaine.

**Remarque :** Dans les cinq premiers cas, le phénomène générateur de la crue est la pluie, dans le dernier, il s'agit de phénomènes pour lequel l'action de la mer est le facteur principal déterminant la survenance des désordres.

**9. Conséquences :**

Les inondations, notamment dans les pays pauvres, font souvent beaucoup de victimes et de dégâts matériels. Elles sont responsables de 40 % des accidents mortels dus aux catastrophes naturelles dans le monde. Mais, dans certaines régions du globe, les inondations font partie du cycle naturel des saisons. Durant plus de deux millénaires, les crues du Nil ont fait prospérer la civilisation égyptienne et de nombreuses zones tropicales sont encore tributaires des crues annuelles et des moussons qui fertilisent et irriguent les cultures, en reconstituant des réserves d'eau pour la saison sèche.

**10. Stratégies de lutte :**

Elle est basée sur une évaluation des flux (Atlas des zones inondables) et une double approche : préventive et curative. Préventivement, les collectivités et individus peuvent chercher à restaurer des zones d'expansion de crue suffisantes. Puisqu'il y a inadéquation entre la quantité d'eau à évacuer et les capacités hydrauliques, la gestion des inondations vise aussi à :

- Rétablir ou améliorer des capacités d'écoulement (entretien des berges, élimination des embâcles, curage...);
- Limiter l'imperméabilisation des sols en milieu urbain (infiltration des eaux de toitures et de ruissellement (après dépollution le cas échéant), création de noues et d'espaces verts susceptibles de servir de zone tampon). En milieu rural, des pratiques culturelles plus adaptées et une gestion anticipatoire du ruissellement visant à stocker l'eau dès le haut du bassin versant, et en la freinant et l'infiltrant mieux via un réseau de talus, haies, noues, prairies et prés inondables et fossés permet de ne pas grossir les inondations en aval.

Dans certains cas, l'inondation met en jeu des mécanismes hydrologiques plus complexes, comme la remontée de la nappe phréatique. Celle-ci peut contribuer jusqu'à 80 % du débit du fleuve.

Les inondations sont les objets de modélisation en fonction de leur période de retour (crues décennales, centennales, etc. Mais la pluie restera un phénomène aléatoire, dans un contexte climatique incertain et trop complexe pour que les calculs puissent tout prévoir.

## - Présentation de la Zone d'Etude -

### 1. Localisation de la zone d'étude :

La zone d'étude fait partie d'une vaste dépression située sur le territoire des communes de Sayada, Hassi Mameche et Mostaganem au niveau du lieu-dit «vallée des jardins».



Figure II.01: Localisation de la Zone d'Etude

source : Image Google Maps

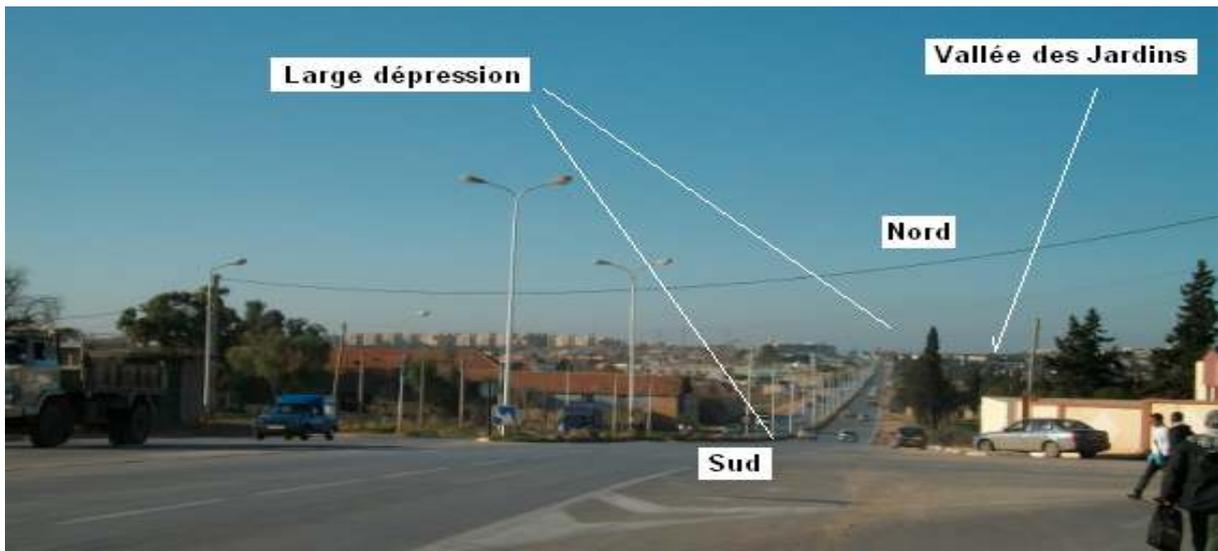


Figure II.02 : Vue panoramique sur la vallée des jardins

source : Photo prise sur place

## - Présentation de la Zone d'Etude -

### 2. Géographie :

Le territoire de la Vallée des jardins est situé à Sud-Ouest de sa wilaya, qui elle-même se situe à 363 km à l'ouest d'Alger, à 89 km à l'est d'Oran, à 48 km d'Arzew et à 81 km au nord de Mascara.

### 3. Relief :

La Vallée des jardins est assise sur les rives de l'oued Aïn Sefra, à plusieurs reprises et notamment en 1927, elle a eu à redouter les crues, qui arrose la vallée des jardins.

### 4. Climat :

Le climat de la Zone se caractérise par une température douce, la faiblesse des écarts thermiques et l'alternance quasi quotidienne des brises de la mer et de la terre.

Tableau II.1 : Températures moyenne sur 10 ans de la Zone d'Etude

Mois	jan.	fév.	mar.	avr.	mai	jui.	jui.	aoû.	sep.	oct.	nov.	déc.
Temperature moyenne (°C)	11	12	14	17	19	21	24	25	23	20	16	13

*Source : Weatherbase, statistiques*

### 5. Démographie :

Selon le recensement général de la population et de l'habitat de 2008, la population des trois communes (Hassi Mameche, Sayada et Mostaganem) est évaluée à 145 696 habitants.

Tableau II.2: Population de Hassi Mameche, Sayada et Mostaganem de 1882 à 2008

<b>1882</b>	<b>1886</b>	<b>1896</b>	<b>1901</b>	<b>1906</b>	<b>1911</b>	<b>1921</b>	<b>1926</b>	<b>1931</b>	<b>1936</b>	<b>1948</b>
12 700	13 800	17 500	18 100	22 000	23 200	27 400	26 400	28 400	37 000	53 500
<b>1954</b>	<b>1960</b>	<b>1966</b>	<b>1974</b>	<b>1977</b>	<b>1987</b>	<b>1998</b>	<b>2008</b>			
60 200	69 000	75 300	101 800	101 600	114 000	125 900	145 696			

*Source : APC Mostaganem*

A l'instar de la population algérienne, la population de ces communes est jeune, près de 36 % à moins de 20 ans. La tranche d'âge comprise entre 20 et 59 ans représente plus de la moitié de la population. Corolairement, la population de 60 ans et plus est très faible, seulement 8,13 % de la population totale de la commune. Mais on observe une baisse de la natalité depuis la fin des années 80.



Figure II.03:Pyramide des âges en pourcentage(2008)

source : APC Mostaganem

## 6. Géomorphologie et Géologie :

La morphologie du relief en place montre que la vallée des jardins est une ancienne dépression, peut-être même lacustre (ancien lac ou marécage). Le paysage est «moutonné» et constitué par une succession de collines drainées vers la dépression endoréique, à large rayon de courbure rappelant une structure synclinale.

### 6.1. Géologie régionale :

Le plateau de Mostaganem est constitué de terrains marneux post-nappes du Néogène recouvert par des formations sablo-gréseuses du Quaternaire ancien (Calabrien). L'ensemble est compliqué par des ondulations anticlinales et synclinales. La vallée des Jardins est incluse dans une de ces structures synclinales.

### 6.2. Géologie locale :

La vallée des jardins appartient elle, à un ensemble géologique constitué de grès friable du Calabrien (Quaternaire ancien). Alternance de niveau sableux, gréseux à ciment calcaire de couleur jaunâtre, des lentilles calcaire-gréseuses s'y intercalent. Cette formation est surmontée d'une pellicule de sol végétal constituée de limons alluvionnaires récents.

## 7. Hydrogéologie :

Une prospection de géophysique a été menée en réalisant deux profils électriques au niveau d'un point bas de la dépression de la vallée des jardins (figure ci-après).



Figure II.04 : Implantation des profils de résistivités électriques.

## - Présentation de la Zone d'Etude -

Les coordonnées géographiques (WGS 84 métriques) des deux profils sont :

Tableau II.3: Coordonnées Géographiques des deux profils.

Profils	X (m)	Y (m)
P1	239951.01	3978862.38
P2	240231.43	3978781.94

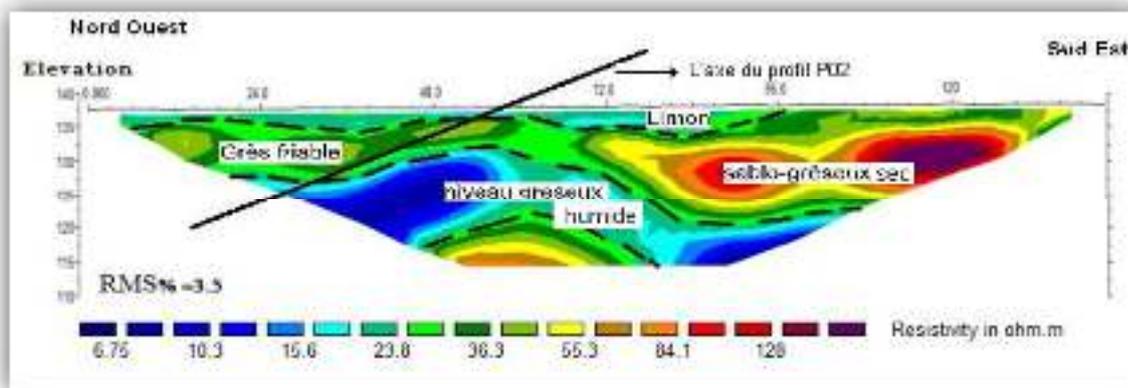


Figure II.05: Modèle de résistivité électrique du profil P1

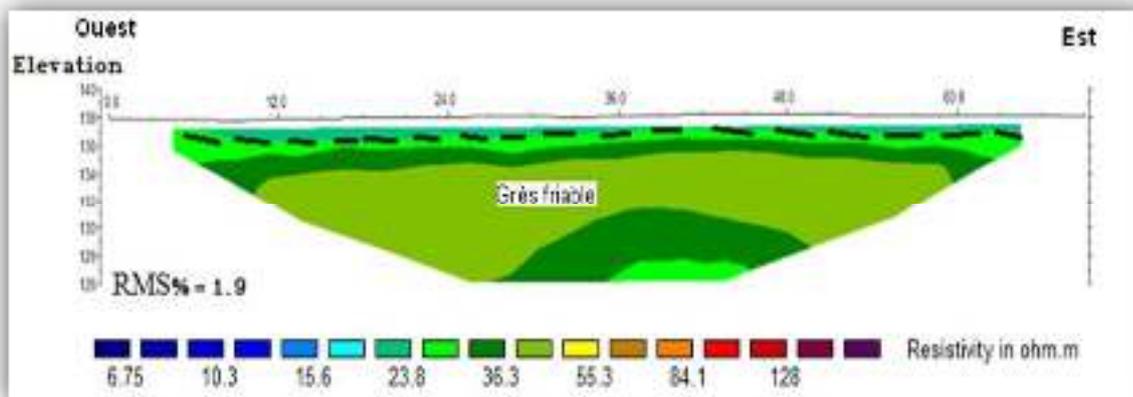


Figure II.6: Modèle de résistivité électrique du profil P2.

L'interprétation des données mis en relation avec les observations visuelles réalisées in situ a permis de mettre en évidence les structures internes du sol et du sous-sol et la compréhension de la dynamique du terrain par la détermination des ensembles litho/hydrologiques et des conditions aux limites liées à la présence de l'eau.

Les mesures de résistivités électriques ont permis de mettre en évidence les terrains suivants: En surface les terrains ont des résistivités assez faibles de l'ordre de 20 Ohm.m, correspondant à la couche de sol pédologique superficielle. L'épaisseur de cette formation est inférieure à 1 m et reste perméable de par sa texture limono-sableuse.

Sous cette couche et surtout vers le Sud-Est, apparaît un niveau résistant, bien individualisé, sa résistivité est supérieure à 100 Ohm.m, correspondant à la formation sablo gréseuse sèche. Ce niveau résistant présente une épaisseur moyenne de 8 m. Il se biseaute au centre du profil pour disparaître vers l'ouest du profil où les terrains ont des résistivités inférieures à 40 ohm.m. Ces dernières correspondent à des grès friables altérés.

Plus en profondeur entre 15 et 20 m se trouvent des terrains de très faibles résistivités (< à 10 Ohm.m), ces derniers correspondent au niveau gréseux humide contenant l'aquifère.

## - *Présentation de la Zone d'Etude* -

Du point de vue hydrogéologique cette formation est perméable et renferme une nappe aquifère à environ 10 à 20 m de profondeur.

### **8. Occupation du sol :**

L'occupation du sol a été réalisée en faisant la distinction entre les espaces artificialisés par le bâti, les zones industrielles et d'activité avec les espaces naturels agricoles et forestiers.

Cette distinction a été réalisée pour déterminer le coefficient de ruissellement nécessaire pour la simulation des calculs hydrauliques.

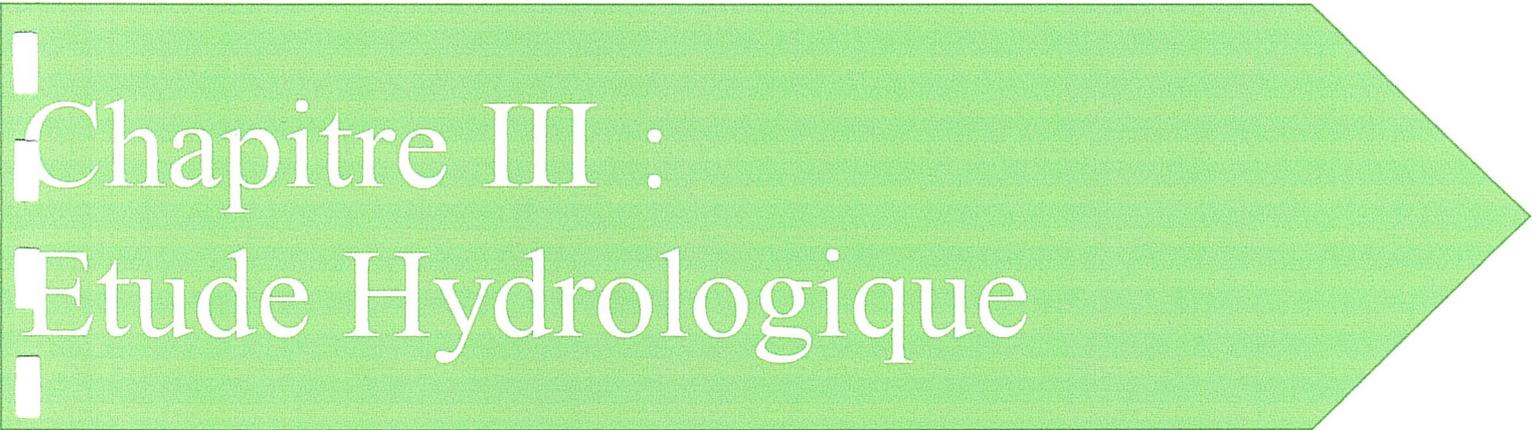
L'actualisation de l'occupation du sol a été réalisée pour le bassin versant et ses bassins versants de toute la dépression de la vallée des jardins. Les outils utilisés sont :

- la carte du plan urbain de l'Institut National de Cartographie et de Télédétection (INCT) - et l'imagerie satellite de Google Earth pour la région d'étude.



*Figure II.07: Les espaces artificialisés et naturels du bassin versant dans la dépression de la vallée des jardins*

La nature des sols dans la zone d'étude est à prédominance agricole et peut être considérée comme des sols rouges argilo-calcaire avec un coefficient d'infiltration important.



Chapitre III :  
Etude Hydrologique

**A. Notions de Base****Introduction**

Les crues sont souvent difficilement prévisibles, d'autant plus que lors ce que le temps de montée est rapide et de débit spécifique relativement important. Ces crues sont dites «Crues éclairs». Elles sont généralement liées à des épisodes pluvieux intenses et se manifestent souvent sur des bassins de taille modérée. Dans la réalité, cela se traduit par des épisodes dont la rapidité de la réponse du bassin provient d'une part de sa taille, généralement inférieure à quelques centaines de km<sup>2</sup>, et d'autre part de la primauté des ruissellements superficiels dans les processus hydrologiques mis en jeu. La rapidité de ces écoulements de surface est souvent due à la combinaison de précipitation intense (plusieurs dizaines de millimètres par heure et pouvant atteindre plusieurs centaines de millimètres en 24 h) et la présence de sols pentus, saturés et/ou imperméables, ces derniers pouvant être modifiés par l'urbanisation.

Une crue pouvant causer une inondation se traduit donc par une montée au pic (paroxysme de la crue) très rapide, de l'ordre de quelques heures au maximum, ce qui la rend difficile à prévoir et affecte tant l'organisation que le déroulement des interventions de secours. Les débits engendrés peuvent alors être très fort avec des débits spécifiques (pic de débit divisé par la surface du bassin versant) généralement supérieurs à 1 m<sup>3</sup>/s/km<sup>2</sup> et pouvant atteindre jusqu'à 100 m<sup>3</sup>/s/km<sup>2</sup> pour des cas extrêmes sur des très petits bassins.

**1.Éléments de contexte :**

Dans le cas échéant, le pourtour méditerranéen est particulièrement propice à la genèse de crue éclair, d'un point de vue météorologique, trois facteurs sont particulièrement influents quant à l'origine des précipitations intenses :

- la proximité du bassin méditerranéen qui agit comme une source d'énergie et d'humidité particulièrement active en fin d'été.
- des courants d'air ascendant, de la mer vers l'intérieur du pays.
- Une barrière montagneuse qui ralentit et accroît les perturbations, celles-ci peuvent durer plusieurs jours, ou seulement quelques heures, ce type de phénomène peut alors engendrer des précipitations localement très intenses qui s'accompagnent d'une grande réactivité des bassins versants présents dans la région. ceux-ci sont généralement peu étendus, de l'ordre de quelques dizaines ou centaines de km<sup>2</sup>, et du fait du relief montagneux et vallonné, caractérisés par une montée rapide des eaux.

**2. Observations et prévisions météorologiques :**

On s'intéressera ici aux différents outils d'observation et de prévision météorologique, et plus particulièrement à ceux dédiés aux précipitations, facteur prépondérant dans la genèse des crues catastrophiques. En météorologie, on distingue différentes échelles spatiales : l'échelle synoptique (plusieurs centaines de kilomètres) qui s'intéresse à la circulation atmosphérique générale, la méso-échelle (entre plusieurs kilomètres et plusieurs centaines de kilomètres) à partir de laquelle on peut suivre les orages et les complexes convectifs, et la micro-échelle, celle des nuages (quelques kilomètres).

**2.1 Différents outils de mesure de la précipitation :**

L'observation d'un épisode pluvieux intense de type crue est très complexe puisque ces précipitations sont souvent caractérisées par une très forte variabilité spatio-temporelle. La mesure peut aussi être rendue physiquement difficile à cause de la topographie ou d'obstacles géographiques locaux gênant l'observation. Pour représenter au mieux cette variabilité, différents instruments de mesure, ponctuelle ou spatialisée, existent, dont nous présentons ici les plus couramment utilisés en prévision de risque. D'une manière générale, la mesure de la

précipitation est exprimée en hauteur d'eau (aussi appelée lame d'eau) ou en volume par unité de surface :  $1 \text{ mm} = 1 \text{ L/m}^2$ , avec une précision de l'ordre de  $0,1 \text{ mm}$ . Lorsque cette mesure est rapportée au pas de temps, on parle d'intensité (généralement exprimée en  $\text{mm/h}$ ).

### **2.1.1 Pluviomètre :**

C'est l'instrument incontournable pour mesurer localement la précipitation, qu'elle soit liquide ou solide. Composé d'un entonnoir évasé et d'un récipient collecteur, le pluviographe permet un enregistrement automatique et continu, en temps réel, de la précipitation. Il autorise non seulement la détermination des lames d'eau précipitées, mais également leur répartition dans le temps, et leur intensité quand on s'intéresse à un pas de temps particulier. Le type de pluviographe le plus utilisé, car il est plus précis. Organisés en réseau, les pluviomètres ne rendent compte des précipitations que localement dans un petit périmètre autour de leur localisation. Ce réseau doit être le plus dense possible afin de représenter au mieux les variabilités spatiales des précipitations. Il est généralement conseillé de disposer d'un pluviomètre pour  $100 \text{ km}^2$  pour mesurer des cumuls horaires.

### **2.1.2 Radar météorologique :**

Depuis une dizaine d'années, le radar météorologique (caractérisé par des bandes de fréquence C ou X allant de  $4$  à  $12 \text{ GHz}$ ) est devenu un outil indispensable dans l'observation des précipitations. Il permet d'en déterminer la répartition spatiale, les déplacements, mais aussi la structure tridimensionnelle. Les observations radar ont l'avantage d'être dotées d'une grande résolution spatiale ( $1 \text{ km}^2$ ) et temporelle (de l'ordre de la dizaine de minutes), ce qui permet de capturer l'évolution rapide des orages complexes. Son principe est simple et peut être décrit brièvement. Depuis sa localisation sur un point haut du territoire, le radar météorologique émet des impulsions dont une partie est rétrodiffusée lorsqu'elle rentre en contact avec une zone de précipitations. Cet écho de retour, réfléchi par les gouttes rencontrées, est appelé réflectivité et est transformé en estimation de la précipitation au sol. Cette transformation se fait généralement à l'aide d'une relation dite :

Z-R de Marshall-Palmer

$$Z = aR^b \quad (\text{III.01})$$

Avec :

R (dB) réflectivité,

Z (mm) précipitation

a,b : coefficients.

Il est à noter que de nombreuses sources d'erreur peuvent affecter la qualité des estimations de précipitation radar : les échos du sol, l'interception due à la topographie, l'influence de la grêle... Malgré les nombreux progrès faits pour limiter ou atténuer ces différentes sources d'erreur, les erreurs résiduelles peuvent toujours être importantes et doivent être prises en compte dans un contexte d'applications hydrologiques opérationnelles. Le radar reste néanmoins le meilleur moyen à l'heure actuelle pour obtenir, en temps réel, une estimation spatialisée des précipitations sur un large territoire.

### **2.1.3 Radar satellite :**

La mesure des précipitations à l'aide des satellites est encore à l'étude, et n'est pour le moment pas utilisée dans un cadre opérationnel. C'est une mesure indirecte des précipitations, qui permet plutôt de mettre en évidence la présence et le déplacement des masses nuageuses, ce qui peut être très utile en prévision. Le satellite est donc, à l'heure actuelle, utilisé comme un complément aux observations des radars et pluviomètres. Il est à noter que les satellites géostationnaires peuvent obtenir des données avec de grandes résolutions spatiales (de l'ordre de quelques  $\text{km}^2$ ) et temporelles (30 min).

**2.2 Différents outils de prévision de la précipitation :**

Dans le but de mieux anticiper les conséquences d'un orage, il est possible d'utiliser des techniques de prévision des précipitations. Différentes méthodes existent dont le choix dépend des échelles spatiale et temporelle auxquelles les prévisions doivent être établies. Les méthodes de prévision de précipitation les plus utilisées sont celles fondées sur l'extrapolation des images radar et sur l'utilisation de modèles numériques de prévisions météorologiques.

**2.2.1 Extrapolation de l'image radar :**

En prévision opérationnelle de crue soudaine, les méthodes de prévision de pluie à base radar sont largement utilisées (appelées *nowcast* en anglais). Elles ont le très grand avantage d'être adaptées à la résolution spatio-temporelle de ce type d'événement (de l'ordre de quelques km<sup>2</sup> et de quelques heures). Elles sont basées sur le principe de persistance lagrangienne, qui consiste en l'advection des dernières observations radar par des champs de déplacement. Pauvres en considérations physiques, elles reposent sur des hypothèses de stationnarité et de continuité de l'évolution des cellules de pluie (ou directement de la réflectivité). Elles utilisent la vitesse d'advection des cellules de pluie pour représenter, soit le mouvement d'ensemble (aussi appelé méthode de corrélation croisée), soit les mouvements individuels de petites entités (tracking). Une fois le champ de déplacement défini, il est extrapolé et appliqué à la dernière observation radar disponible pour prévoir l'évolution future des cellules orageuses et estimer les conséquences au sol en termes de précipitations.

Ce type de prévision basée sur l'extrapolation des champs radar peine néanmoins à représenter l'évolution des précipitations très loin dans le temps, du fait de l'absence de la représentation des phénomènes physiques. L'anticipation est souvent limitée à deux heures, surtout lorsque les événements en question sont très convectifs (ensemble nuageux pouvant se régénérer).

**2.2.2 Utilisation des modèles numériques :**

Ce sont des modèles qui décrivent de manière très détaillée les phénomènes physiques de l'atmosphère via la thermodynamique, la mécanique des fluides, le transfert radiatif et la microphysique. À partir d'un état initial, les variables d'état pronostiquées (précipitation, température, pression, vitesse de l'air) sont estimées par la résolution des équations de conservation de la masse, de la quantité de mouvement, et de l'énergie. Cette résolution se fait à l'aide de méthodes numériques, par opposition à une résolution analytique, qui nécessitent généralement de puissantes ressources informatiques. Néanmoins, le temps de calcul doit être le plus court possible afin de le rendre compatible avec l'échéance de prévision. Les modèles numériques de temps sont les plus utilisés par les services météorologiques pour des prévisions allant de plusieurs heures à plusieurs jours. En prévision opérationnelle, les étapes à suivre comprennent : l'acquisition des données d'observations météorologiques (terrestres, maritimes et spatiales), le traitement de ces données, le lancement du modèle de prévision initialisé à l'aide de ces observations, le post-traitement des sorties du modèle et la transmission de la prévision dans un format adéquat (cartographie, rédaction de bulletin, mise en perspective).

**3. Observations et prévisions débitométriques :****3.1 Stations débitométriques :**

En complément des observations de précipitation, de nombreux outils sont aussi disponibles pour mesurer le débit d'un écoulement naturel ou aménagé (cours d'eau, canal, dérivation...). Suivant le lieu et la finalité de la mesure, ce débit peut être mesuré directement ou indirectement. Les mesures directes consistent en des relevés ponctuels, effectués à l'aide d'une méthode dite « d'exploration du champ de vitesse ». La vitesse de l'écoulement est mesurée en différents points de la section d'étude, puis rapportée à la surface de la section mouillée pour

déterminer le débit. La vitesse de surface peut aussi être appréhendée à l'aide d'outils vidéo. Ces techniques sont souvent coûteuses car elles nécessitent un matériel spécifique (moulinet, perche) et un personnel qualifié. Pour ces raisons, on estime généralement indirectement le débit à l'aide de mesures de hauteur d'eau (limnimétrie), plus faciles à obtenir. La mesure limnimétrique peut se faire simplement par la lecture d'une échelle limnimétrique, qui est une règle graduée fixée à un support vertical plongé dans l'eau. Pour des observations automatiques en temps réel, on utilise des limnigraphes qui fournissent un enregistrement continu des variations du niveau d'eau dans la rivière en fonction du temps. Différents types de limnigraphes peuvent être utilisés. Par exemple le limnigraphe à flotteur ou le limnigraphe à pression ou « bulle à bulle ». Le premier est un appareil qui maintient un flotteur à la surface de l'eau. Celui-ci suit les fluctuations du niveau qui sont ensuite enregistrées. Le second mesure les variations de pression causées par les changements de niveau d'eau. Un débit d'air constant sous pression est envoyé au fond de la rivière. La pression de l'air dans le tube est mesurée à l'aide d'un manomètre. Elle est proportionnelle à la hauteur d'eau se trouvant au-dessus de l'installation. La précision de ces instruments de mesure est de quelques millimètres environ. Ces hauteurs d'eau sont ensuite transformées en débit à l'aide d'une courbe de tarage. La relation hauteur-débit est établie au niveau de la section du cours d'eau instrumentée à l'aide des mesures directes de débit précédemment effectuées. Ces mesures ponctuelles permettent de calibrer la courbe de tarage, qui sera ensuite extrapolée pour estimer les débits extrêmes. Les modèles de courbes de tarage sont souvent exponentiels ou hyperboliques. Les épisodes intenses étant fort peu propices à une mesure directe du débit, seule l'extrapolation de la courbe de tarage permet d'estimer ces valeurs extrêmes. Cette extrapolation est souvent responsable d'une forte incertitude de la mesure de débit.

### **3.2 Modélisation pluie-débit :**

Pour des raisons matérielles évidentes, seuls les points stratégiques du réseau hydrographique d'un cours d'eau sont instrumentés (en amont des stations hydroélectriques et des barrages par exemple). Cela laisse la très grande majorité des cours d'eau, et plus particulièrement ceux appartenant à de petits bassins versants, dépourvus d'instrument d'observation. Afin de pallier ce manque, des modèles hydrologiques (appelés aussi modèle pluie-débit) ont été développés. Ils permettent de simuler le débit en un ou plusieurs points d'un cours d'eau à partir des mesures de précipitation (et d'autres données météorologiques comme la température). Ils sont utilisés à l'échelle du bassin versant, c'est-à-dire de l'entité géographique délimitée par des lignes de crête, dont les eaux alimentent un exutoire commun. Ces modèles reposent sur des équations dont les paramètres physiques ou empiriques doivent être ajustés pour optimiser les simulations.

#### **3.2.1 Représentation du bassin versant :**

Les Systèmes d'Information Géographique (SIG) sont désormais couramment utilisés pour représenter le territoire étudié et en définir le ou les bassins versants pour lesquels on souhaite estimer le débit. Les données topographiques prennent alors une place prépondérante pour définir les limites et les caractéristiques de ces bassins. Du Modèle Numérique de Terrain (MNT), on extrait le schéma de drainage du bassin versant. Une direction d'écoulement privilégiée est définie selon le principe de la pente maximale. Il est alors possible de définir des cellules « rivière » et des cellules « versant ». À l'aide d'une interface graphique, on peut ensuite aisément superposer différentes informations telles que le réseau hydrographique, les limites administratives, certains points stratégiques (barrages, centrales hydroélectriques)...

#### **3.2.2 Ruissellement :**

L'ensemble des processus hydrologiques intervenant dans la genèse du débit ne doit pas nécessairement être représenté par un modèle pluie-débit dédié aux crues. On se concentre généralement sur les processus de ruissellement de surface et de subsurface (appelé aussi hypodermique) qui sont directement responsables des débits de pointe. Le ruissellement de surface, comme son nom l'indique, se produit quand l'eau de pluie ruisselle directement à même le sol sans s'infiltrer dans celui-ci. C'est ce qui est à l'origine du caractère instantané des crues. Deux phénomènes différents peuvent être à l'origine de ce ruissellement de surface :

- **Ruissellement par dépassement de la capacité d'infiltration (appelé aussi ruissellement hortonien) :** cette notion introduite par Horton induit une valeur limite d'intensité de la pluie au-delà de laquelle le sol n'est plus capable de l'absorber. Cette valeur seuil dépend des caractéristiques des sols : structure, végétation, état de surface (rugosité), taux d'humidité. Une partie de la précipitation ne pénètre donc pas dans le sol et participe directement au ruissellement de surface.
- **Ruissellement par saturation :** ce phénomène physique survient quand la nappe de versant remonte pour atteindre la surface du sol (on parle de nappe contributive). Ce dernier réagit alors aux précipitations comme s'il était imperméable. L'eau qui ruisselle est composée de l'intégralité de la pluie, mais aussi de l'eau restituée par la nappe.

On peut aussi retrouver du ruissellement sur des terrains où la roche mère affleurante est imperméable. C'est une des caractéristiques des terrains schisteux. Quelle que soit l'intensité de la pluie ou le passé pluviométrique, l'eau de pluie ne s'infiltrer pas, en plus d'une participation au ruissellement de surface, une partie des précipitations peut s'infiltrer dans la couche inférieure du sol appelée subsurface (ou zone non saturée). Cette zone représente l'interface entre les eaux de surface et les eaux profondes et peut constituer une zone d'écoulement préférentiel. Son influence sur les débits de crue demeure néanmoins un sujet polémique puisqu'il est généralement démontré que les écoulements y sont très majoritairement verticaux. Néanmoins, des expérimentations *in situ* réalisées en amont de bassin ont révélé la présence d'un ruissellement hypodermique non négligeable dans le débit de crue (de 5 à 50 % du ruissellement suivant la parcelle).

### **3.2.3 Classification des modèles Pluie-Débit :**

Différentes classifications des modèles pluie-débit existent en fonction de leur structure, de leurs hypothèses simplificatrices ou de leur finalité :

- **Modèle global ou distribué :** un modèle est dit global lorsqu'il traite le bassin versant comme un objet unidimensionnel. Inversement, le modèle distribué traite le bassin versant comme la somme de sous-unités qui sont prises en compte séparément et reliées entre elles par des relations amont-aval (schéma de drainage), ces modèles permettent de tenir compte d'une partie de l'hétérogénéité spatiale du bassin en termes de topographie, de géologie et de couverture du sol. On parle aussi parfois de modèles semi-distribués. Malgré quelques confusions sur cette dernière dénomination, on dira qu'elle caractérise le découpage du bassin versant en sous-bassins élémentaires sur lesquels une approche globale est envisagée.
- **Modèle conceptuel ou physique :** tandis que les modèles physiques cherchent à décrire les mécanismes internes du système en se basant sur la résolution d'équations différentielles de mécanique des fluides (Saint-Venant, Darcy, loi de conservation...), les modèles conceptuels décomposent le comportement du bassin en sous-processus globaux. Le bassin versant peut, par exemple, être représenté à l'aide d'un réservoir, ou d'une série de réservoirs qui se remplissent les uns les autres, dont la précipitation est une variable d'entrée, et le débit celle de sortie. Le fonctionnement et les connexions de ces réservoirs sont régis par des paramètres souvent empiriques. Les modèles de type

boîte noire permettent aussi la représentation d'un système sans considérer son fonctionnement interne (comme les réseaux de neurones).

- **Modèle déterministe ou stochastique** : un modèle est qualifié de déterministe s'il produit une valeur unique de débit en réponse aux variables d'entrée (et aux paramètres du modèle). On l'appelle stochastique lorsque ce sont des distributions de probabilité qui sont associées à ces grandeurs.
- **Modèle événementiel ou continu** : le mode événementiel, comme son nom l'indique, consiste à représenter le débit pour un événement pluvieux ponctuel (orage). Dans ce cas, on s'intéresse aux phénomènes les plus importants, responsables du pic de crue, la modélisation continue consiste à reproduire la variation du débit dans le temps (une saison, une année), elle tient alors compte de l'ensemble des processus hydrologiques. L'évapotranspiration est, par exemple, souvent absente des modèles événementiels puisque peu influente dans la genèse d'un pic de crue. Elle est en revanche indispensable quand on s'intéresse à la variation des débits journaliers.

#### **3.2.4 Structure d'un modèle pluie-débit :**

La transformation de l'eau précipitée (ou pluie brute) sur l'ensemble d'un bassin versant en débit à son exutoire se décompose en deux étapes. Dans un premier temps, on détermine la portion de la précipitation qui va participer à l'écoulement (appelée pluie nette ou efficace). La transformation de la pluie brute en pluie nette se fait à l'aide d'une fonction dite de production qui représente l'interaction entre le sol et la lame d'eau précipitée, et détermine quelle partie de la pluie va être infiltrée dans le sol, quelle sera celle qui va ruisseler et dans quelles conditions. Dans un second temps, on transforme cette pluie nette en hydrogramme de crue à l'aide d'une fonction de transfert. Cette dernière détermine la distribution dans le temps de ces volumes d'eau à l'exutoire.

### **3.3 Quelques exemples de modèles classiques**

En modélisation hydrologique opérationnelle, l'estimation de débit doit souvent se faire sur des bassins versants peu ou pas instrumentés, et pour des temps de calculs très courts. On privilégie donc l'utilisation de modèles hydrologiques simples, robustes et dépendants de peu de paramètres. Ce paragraphe présente quelques exemples de modèles classiques utilisés pour la prévision de crue.

#### **3.3.1 Fonction de production :**

##### **3.3.1.1 Modèle SCS :**

Le modèle du Soil Conservation Service (SCS) a été initialement développé aux États-Unis dans le but d'estimer les volumes de ruissellement sur de petits bassins versants agricoles. Il dépend d'un paramètre unique, le Curve Number (CN), qui représente les caractéristiques hydrologiques du sol en tenant compte de la topographie et de la géologie, de l'utilisation des sols et des conditions d'humidité antécédentes. Il est souvent estimé *a priori* à partir des tables publiées par le Soil Conservation Service. Le SCS est un modèle événementiel conceptuel qui suppose que le débit de crue est essentiellement composé par le ruissellement de surface. En raison de sa simplicité et d'une exigence minimale en matière de données, la méthode SCS est largement utilisée dans la simulation des crues, que ce soit de manière globale (à l'échelle du bassin) ou distribuée.

Le principe de ce modèle repose sur une égalité empirique entre le coefficient d'écoulement global à un instant  $t$  et le taux de saturation des sols. Il suppose que le rapport entre la rétention totale depuis le début de l'événement  $[F(t) \text{ en mm}]$  et la capacité de rétention maximale ( $S$ ) est

## - Etude Hydrologique

égal au rapport entre le volume total ruisselé depuis le début de l'épisode et le volume maximal potentiel, représenté par le total des précipitations  $[P_{tot}(t)]$ , auxquels on soustrait les pertes initiales ( $I_a$ , qui correspondent aux premières pluies totalement absorbées par le sol). En supposant que  $F(t) = P_{tot}(t) - I_a - V(t)$ , le volume ruisselé est estimé par la relation suivante :

$$V(t) = \frac{[P_{tot}(t) - I_a]^2}{P_{tot}(t) - I_a + S} \quad (III.02)$$

La capacité de rétention maximale  $S$  est directement liée au paramètre  $CN$  :

$$S = (25400/CN) - 254 \quad (III.03)$$

À partir de cette formulation, on peut déduire le coefficient d'écoulement instantané, qui détermine la pluie nette en fonction de la pluie brute pour un instant  $t$  donné :

$$C(t) = \frac{\partial V(t)}{\partial P_{tot}(t)} = 1 - \frac{S^2}{[P_{tot}(t) - I_a + S]^2} \quad (III.04)$$

La pluie nette  $[Q(t)]$  est estimée pour chaque pas de temps comme le produit de la précipitation par le coefficient d'écoulement :

$$Q(t) = C(t) P(t) \quad (III.05)$$

Tel quel, le modèle SCS ne repose sur le calibrage d'aucun paramètre. Néanmoins, il est souvent nécessaire d'ajouter un facteur de correction afin de corriger les valeurs de  $CN$  définies *a priori*.

### 3.3.1.2 TOPMODEL :

TOPMODEL (TOPography based hydrological MODEL) est un modèle conceptuel distribué qui a été développé dans les années 1970 à l'université de Lancaster. La base conceptuelle du modèle est la génération de ruissellement par des surfaces saturées dites contributives. Lors d'un événement pluvieux, une partie du bassin versant se sature en eau par affleurement de la nappe à la surface du sol, limitant ainsi les infiltrations. La nappe modélisée ici est une nappe temporaire, dite de versant, qui apparaît lors d'une pluie et disparaît après une longue période sèche. La saturation du sol est directement liée à sa morphologie par le biais d'un indice topographique. Cet indice topographique ( $\lambda_i$ ) est défini à l'échelle du pixel. Il lie l'aire drainée en amont du pixel ( $\alpha_i$ ) à la pente locale ( $\beta_i$ ) :

$$\lambda_i = \ln\left(\frac{\alpha_i}{\tan(\beta_i)}\right) \quad (III.06)$$

Le calcul de la pluie efficace se fait au niveau de chaque pixel qui est subdivisé en trois parties (figure 1) : une zone racinaire, représentant la surface du sol, une zone non saturée relative à la partie à perméabilité variable du sol et une zone saturée représentant la nappe d'eau. Le débit total  $[Q_{tot}(t)]$  produit par la précipitation correspond à la somme du débit de ruissellement  $[Q_r(t)]$  et du débit de base  $[Q_b(t)]$ . Les échanges de flux sont calculés à l'aide d'une conductivité hydraulique à profil exponentiel. La zone racinaire reçoit la précipitation  $[P(t)]$  et en soustrait les pertes initiales ( $I_a$ ). La pluie résultante entre dans la zone non saturée dont le déficit  $[d_i(t)]$  – ou capacité de stockage – est directement relié à l'indice topographique par la relation :

$$D(t) - d_i(t) = -M(\lambda - \lambda_i) \quad (III.07)$$

M : coefficient de décroissance ( $M \in [0 ; 1]$ ),  
 D(t) : déficit moyen,  
 $\lambda$  : indice topographique moyen.

Une partie de la pluie est directement ruisselée par la zone non saturée en fonction de son déficit :

$$Q_r(t) = P(t) - I_a - [d_i(t) - S_{ZNS}(t)] \quad (\text{III.08})$$

La zone non saturée échange aussi verticalement avec la zone saturée [ $Q_{ZNS}(t)$ ] :

$$Q_{ZNS}(t) = \frac{T}{M} \exp\left(-\frac{d_i(t)}{M}\right) \quad (\text{III.09})$$

Où T représente la transmissivité (exprimé en ln (m/h) et  $\in [-1 ; 4]$ ).

Le déficit est mis à jour à chaque pas de temps en fonction des entrées-sorties du système. Finalement, la zone saturée qui représente la nappe d'eau est à l'origine du débit de base. Elle est indépendante de la maille sur laquelle on se trouve. Le débit de base est donc le même  $Q_b$  pour l'ensemble du bassin à chaque pas de temps :

$$Q_b(t) = T \exp\left(-\frac{D(t)}{M}\right) \exp(-\lambda) \quad (\text{III.10})$$

Cette configuration de TOPMODEL repose donc sur deux paramètres (M et T) qu'il faut ajuster spécialement sur le territoire étudié.

### 3.3.1.3 Modèle HBV :

Le modèle HBV est un modèle pluie-débit couramment utilisé en hydrologie, que ce soit pour des études relatives aux ressources en eau ou à la simulation de crue. C'est un modèle de type réservoir pouvant représenter différents processus comme l'accumulation et la fusion de la neige, l'évapotranspiration, l'infiltration et le ruissellement. À l'image du SCS, il peut être utilisé de manière globale ou distribuée. Nous présentons ici une version simplifiée du modèle, telle qu'on peut l'utiliser pour simuler une crue soudaine (figure 1).

La pluie brute rentre dans un premier réservoir qui symbolise la couche superficielle du sol. L'excès d'eau dans le sol qui va participer à la genèse du débit [ $Q_{ex}(t)$ ] est calculé à partir d'une relation non linéaire reliant la précipitation à la capacité maximale du sol (FC en mm), et dépendant d'un paramètre de forme  $\beta$  ( $\beta \in [1 ; 5]$ ) :

$$Q_{ex}(t) = \left(\frac{S_{sol}(t)}{FC}\right)^\beta P(t) \quad (\text{III.11})$$

La réponse du bassin à cet excès d'eau dans la couche superficielle du sol est représentée à travers deux réservoirs linéaires qui simulent les contributions lentes et rapides au débit de crue. Les échanges entre ces deux réservoirs se font par percolation.

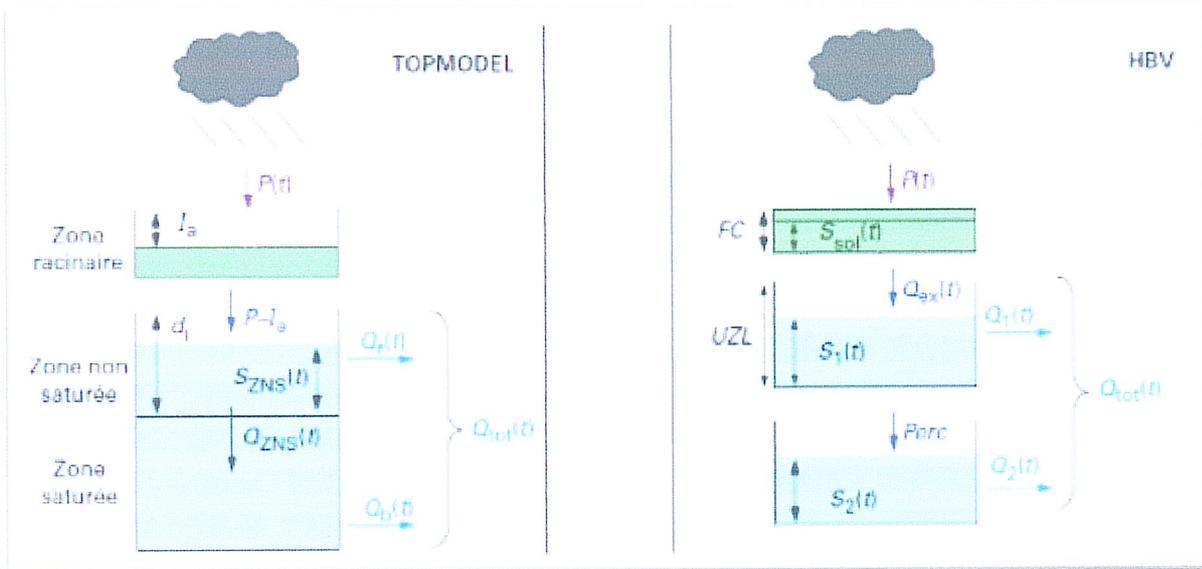


Figure III.01 : Représentation schématique des modèles TOPMODEL et HBV

Source : Base de données 'Techniques de l'Ingénieur'

### 3.3.2 Fonction de transfert :

Une fois la pluie nette calculée, celle-ci est propagée à l'intérieur du bassin versant pour déterminer le débit résultant à son exutoire. La fonction de transfert est souvent représentée à l'aide d'un hydrogramme unitaire, qui correspond à la réponse du bassin versant à une pluie efficace unitaire et distribuée uniformément sur celui-ci. L'utilisation de l'hydrogramme unitaire repose sur deux hypothèses : la linéarité et l'invariance temporelle des phénomènes de transfert. Il est caractérisé par un temps de montée au pic ( $t_p$ ), un pic de débit ( $q_p$ ), et un temps de concentration ( $t_c$ ) qui se définit comme le temps maximum nécessaire à une goutte d'eau pour parcourir le chemin hydrologique entre un point du bassin et l'exutoire de ce dernier. Quelques méthodes classiques pour déterminer cet hydrogramme unitaire sont présentées dans cette section.

#### 3.3.2.1 Méthode SCS :

Cette méthode propose de déterminer pour un bassin versant particulier un hydrogramme synthétique déduit d'une référence universelle. Cet hydrogramme référence est adimensionnel et résulte d'une analyse réalisée sur un très grand nombre d'hydrogrammes unitaires pour des bassins de tailles et de localités différentes. Celui-ci dépend de deux paramètres ( $q_p$ ,  $t_p$ ) qui sont estimés de la manière suivante :

$$t_p = \frac{D}{2} + 0,6 * t_c \quad \text{(III.12)}$$

$$q_p = 0,208 \frac{S}{t_c} \quad \text{(III.13)}$$

D : durée de la pluie unitaire soit le pas de temps souhaité.

S : surface du bassin.

$t_c$  : temps s'écoulant entre la fin de l'averse et le point d'inflexion de la courbe de débit.

Une fois estimés  $q_p$  et  $t_p$ , on reporte graphiquement les valeurs ( $t$ ,  $q$ ) afin de constituer l'hydrogramme synthétique. Celui-ci n'est pas encore unitaire puisque sa surface n'est pas égale à 1. Cette surface est approximée à l'aide d'un hydrogramme triangulaire dont la base vaut  $\frac{8}{3} t_p$ , soit :

$$A=8*tp*qp/6 \quad (III.14)$$

L'hydrogramme synthétique est alors ajusté par un coefficient de proportionnalité, égal à l'inverse de cette surface.

### 3.3.2.2 Méthode de Muskingum :

Cette méthode très populaire est basée sur l'équation de continuité pour le tronçon d'une rivière et l'équation de stockage pour ce tronçon. Elle est, sous certaines conditions, une approximation de l'onde diffusante. Elle exprime la variation du volume stocké dans un tronçon en fonction des débits entrants et sortants. Utilisée de manière discrète, elle permet d'estimer le débit à l'instant  $j$  au niveau de la section  $i$  d'un tronçon :

$$Q(i+1, j+1) = C1Q(i, j+1) + C2Q(i, j) + C3Q(i+1, j) \quad (III.15)$$

$C1$ ,  $C2$  et  $C3$  sont des coefficients qui dépendent de deux paramètres  $K$  et  $X$  qui représentent le déphasage et l'atténuation de la crue propagée ( $X \in [0 ; 0,5]$ ).

## 4. Seuils de précipitations :

### 4.1 Courbes Intensité-Durée-Fréquence (IDF) :

Les courbes Intensité-Durée-Fréquence (IDF) associent à chaque événement pluvieux, caractérisé par une durée et une intensité, une période de retour. Ces courbes sont très souvent utilisées en dimensionnement d'ouvrage (drainage agricole, réseau d'eaux pluviales), mais aussi en gestion de risque. Il a été démontré que pour une même période de retour (ou une même fréquence), l'intensité d'une précipitation est d'autant plus forte que sa durée est courte. De la même manière, pour une durée équivalente, l'intensité sera d'autant plus élevée que le phénomène est rare (donc sa période de retour élevée).

La méthodologie générale pour établir ces courbes est la suivante :

- 1) à partir d'enregistrements sur la plus grande période possible (on estime qu'il faut disposer d'observations sur une durée minimale d'environ 3 à 5 fois la période de retour  $T$  étudiée), on détermine les maximums annuels pour la durée souhaitée ;
- 2) on cale une relation empirique pour interpoler ces différentes valeurs.

Différentes méthodes existent pour ajuster ces courbes caractéristiques, nous en présentons ici quelques exemples :

- **Formule de Montana** : elle est couramment utilisée mais généralement limitée à des durées inférieures à 2 h :

$$i(d, T) = A(T) d^{-B(T)} \quad (III.16)$$

où  $A(T) (\in [2 : 30])$  et  $B(T) (\in [0 : 1])$  sont appelés coefficients de Montana et doivent être ajustés pour chaque période de retour.

- **Loi de Gumbel** : si on s'intéresse à des événements rares (extrêmes), les relations précédemment définies ne sont généralement pas applicables. Les quelques observations existantes sont alors ajustées à une loi statistique adaptée à la représentation des valeurs extrêmes. En hydrologie, la loi de Gumbel est la plus utilisée pour ce type d'ajustement. C'est une loi exponentielle dont la fonction de répartition est la suivante :

$$F(x, a, \beta) = \exp\left(-e^{-\left(\frac{x-\beta}{a}\right)}\right) \quad (III.17)$$

$x$  : variable étudiée (intensité annuelle maximale pour une durée donnée).  
 $\alpha$  et  $\beta$  paramètres à ajuster.

#### 4.2 Flash Flood Guidance : (FFG)

L'approche Flash Flood Guidance est utilisée aux États-Unis par le service météorologique national (National Weather Service) en charge de la mise en alerte météorologique et hydrologique, mais aussi en Amérique centrale. Elle représente, pour une durée donnée, la quantité de précipitation – considérée uniforme dans l'espace et dans le temps – nécessaire pour causer une inondation au niveau d'un exutoire déterminé. Ce risque d'inondation est souvent lié à un débit caractérisé par une période de retour de deux ans. La quantité de précipitation nécessaire au dépassement de ce seuil de débit est déterminée à l'aide d'un modèle hydrologique fonctionnant en mode inverse.

Chaque jour, on utilise différents scénarios de cumul de pluie en tenant compte des conditions antécédentes pour simuler le débit. Pour chaque durée souhaitée, une valeur de précipitation engendrant le dépassement du seuil de débit est définie. Cette valeur est ensuite comparée aux observations ou prévisions de pluies cumulées sur la même durée. Lorsqu'il y a dépassement, une alerte est émise. Bien que basée sur la mesure des précipitations, la méthode FFG a l'avantage de tenir compte de l'état de saturation des sols, d'être simple d'utilisation et de faciliter la communication entre hydrologues et météorologues. Aux États-Unis, le modèle SACRAMENTO est utilisé pour passer des seuils de débit aux quantités de précipitation nécessaires à leur dépassement.

### 5. Seuils de débits :

À l'instar de ce qui est fait pour les précipitations, les estimations de débits sont faites en comparant les débits simulés à des seuils de référence. Ces estimations sont généralement définies à l'aide des périodes de retour caractérisant la magnitude du débit. Différentes méthodes permettant de déterminer ces périodes de retour dont voici quelques exemples :

#### 5.1 Méthode rationnelle

C'est une méthode très simple qui permet de déterminer, pour une période de retour donnée, le débit correspondant à l'aide des précipitations caractérisées par la même période de retour. Cette méthode est basée sur l'hypothèse qu'une pluie constante et uniforme sur l'ensemble d'un bassin versant produit un débit de pointe après un temps égal à la durée de la pluie. Il est à noter que cette méthode a tendance à surévaluer le débit de pointe :

$$Q(T) = S * I(T) * C \quad \text{(III.18)}$$

$C$  coefficient de ruissellement [0 ; 1],

$S$  (km<sup>2</sup>) surface du bassin versant,

$I(T)$  (mm/h) intensité de la pluie d'une période de retour  $T$ .

#### 5.2 Méthode de Caquot :

La méthode de Caquot permet aussi de calculer le débit de pointe. Elle représente une évolution de la méthode rationnelle en évitant d'être limité par l'estimation du temps de concentration d'une part, et en prenant en compte la possibilité de stockage du bassin versant d'autre part. Cette méthode appelée aussi méthode superficielle ne s'applique qu'au milieu urbain ; elle a été mise au point par A. Caquot et présenté en octobre, 1941 dans un compte rendu à L'académie des sciences de Paris.

Formule Générale :

$$Q(Tr) = K. C u. I v. A w \quad \text{(III.19)}$$

$$Qc = m. Q(Tr) \quad \text{(III.20)}$$

$$m = (M/2)^{(0,84*b/(1+0,287*b))} \quad \text{(III.21)}$$

$$K = ((a*0,5^b)/6,6)^U \quad (III.22)$$

$$M = L / (A)^{0.5} \quad (III.23)$$

Q(Tr): Débit de pointe au cours de la pluie en aval du bassin versant en (m<sup>3</sup> /s) pour une période de retour Tr.

Qc : débit corrigé ; c'est celui adopté pour les calculs des diamètres des conduites.

K : Coefficient caractéristique.

A : Surface du bassin versant (ha)

I : Pente moyenne du bassin versant (m/m)

L : Longueur du bassin versant en hectomètre (1hm=100m)

m : Coefficient d'influence

a et b : Coefficients de Montana ; ils sont calculés à partir de données pluviométriques et ils sont donnés par l'A.N.R.H pour chaque période de retour.

M : Coefficient d'allongement du bassin (avec M supérieur ou égale à 0,8).

### 5.3 CRUPEDIX :

La méthode CRUPEDIX a été obtenue à la suite d'une étude statistique réalisée sur 630 bassins versants appartenant à une large gamme de surface [2 km<sup>2</sup>-2 000 km<sup>2</sup>]. Elle donne une estimation du débit de pointe décennal à l'aide d'informations simples comme la surface du bassin (S) et la pluie journalière décennale (P<sub>j10</sub>) :

$$Q_{10} = S^{0,8} * (P_{j10}/80)^2 * R \quad (III.24)$$

R : coefficient régional (en fonction de la région d'étude)

## 6. Prise en compte de l'incertitude :

Les sources d'erreur apparaissant tout au long de la chaîne de prévision/estimation des pluies et/ou des débits et peuvent être nombreuses : mesure radar, calibrage du modèle hydrologique, choix du seuil de référence... Ces erreurs engendrent une incertitude qui peut être quantifiée et qui est de plus en plus intégrée dans la représentation des alertes et dans le processus de prise de décision. Une méthode classique tend à représenter, non pas un champ unique de précipitation ou un unique hydrogramme, mais un « Ensemble » de champs ou d'hydrogrammes possibles (tous équiprobables). Le spectre composé par les différents membres de cet Ensemble permet de quantifier et de représenter l'incertitude. On passe donc d'une prévision déterministe à une prévision probabiliste.

### 6.1 Erreur liée à l'estimation des précipitations :

Les mesures de précipitations, bien qu'étant d'une haute résolution spatio-temporelle comme celles provenant du radar, ne font qu'approximer la réalité. Les erreurs de ces estimations radar peuvent être décrites qualitativement afin d'en déduire un Ensemble de champs pluvieux possibles. Chaque membre de cet Ensemble (Φ<sub>t,i</sub>) correspond à une perturbation (δ<sub>t,i</sub>) de l'estimation déterministe originale (R<sub>t</sub>). Le composant stochastique est caractérisé par la même structure spatio-temporelle que la covariance de l'erreur de la mesure :

$$\Phi_{t,i} = R_t + \delta_{t,i} \quad (III.25)$$

Comme les erreurs radar sont multiplicatives, elles sont généralement exprimées en dB :

$$\varepsilon_t = 10 \log (S_t / R_t) \quad (III.26)$$

Avec :

St : champ de précipitation réel,

Rt : estimation radar.

Ces erreurs résiduelles sont corrélées dans le temps et dans l'espace. Pour chaque pas de temps, on cherche donc à déterminer leurs propriétés statistiques (la moyenne  $\mu$  et la variance  $\sigma$ ). Il existe deux approches fondamentalement différentes pour caractériser la moyenne et la matrice de covariance des erreurs résiduelles :

- utiliser une référence au sol : les estimations radar sont comparées avec une référence indépendante provenant généralement d'un réseau de pluviomètres. L'incertitude résultant des estimations de  $\mu$  et  $\sigma$  peut être biaisée par les erreurs propres aux pluviomètres.
- faire une analyse systématique des différentes sources d'erreur : cela nécessite que chaque source d'incertitude soit identifiée et quantifiée. Les différentes composantes sont ensuite superposées, ce qui est loin d'être évident puisqu'elles peuvent être corrélées entre elles.

Une fois les propriétés statistiques de la distribution des erreurs connues, on peut définir autant de membres que l'on souhaite pour constituer l'Ensemble. Il suffit de produire un champ de bruit blanc ( $\delta t, i$ ) issu d'une distribution gaussienne (de moyenne  $\mu$  et de variance  $\sigma$ ).

L'autocorrélation spatiale peut être imposée à l'aide d'un filtre de puissance. L'avantage d'une telle méthode est sa connexion simple avec l'hydrologie : chaque membre de l'Ensemble peut directement servir comme variable d'entrée du modèle. Il est aussi possible de tenir compte de l'incertitude engendrée par les modèles numériques de prévision climatique. Pour cela, les conditions initiales sont perturbées et propagées à travers le système dynamique hautement non linéaire. Les sorties du modèle sont ensuite couplées à une méthode de downscaling (changement d'échelle) pour adapter les résultats des modèles numériques (de l'ordre de la dizaine de km<sup>2</sup>) à une échelle compatible avec une étude hydrologique. Différentes méthodes peuvent être utilisées pour parvenir à la création d'un Ensemble de scénarios possibles incluant les cascades multifractales, les modèles autorégressifs, ou les méthodes d'analogues.

### **6.2 Erreur liée à l'estimation des débits :**

Les sources d'incertitude qui affectent le processus de modélisation hydrologique sont aussi nombreuses : la structure du modèle utilisé, les hypothèses simplificatrices sur lesquelles il repose, les données utilisées lors du calibrage ou le choix de ses paramètres.

Dans l'idéal, il serait nécessaire d'analyser l'effet de toutes ces sources d'erreur sur les simulations. Dans la réalité, on cherche à prendre en compte les sources les plus significatives (une ou deux). Généralement, on se limite à l'incertitude liée au choix du jeu de paramètres et on considère qu'en propageant cette incertitude *via* la simulation du débit, le résultat tiendra compte de l'incertitude liée à la structure du modèle. Il en résulte un Ensemble d'hydrogrammes possibles qui permet de calculer un intervalle de confiance pour les valeurs estimées.

La majorité des méthodes développées pour représenter cette incertitude liée au choix des paramètres repose sur le principe d'équifinalité. Ce principe considère qu'il n'existe non pas un jeu unique de paramètres qui minimise les différences entre les simulations et les observations, mais que plusieurs combinaisons de paramètres peuvent aboutir aux mêmes résultats. Diverses méthodes ont été développées pour tenir compte de cette équifinalité et définir un Ensemble de jeux de paramètres acceptables. La plus populaire est sûrement la méthode GLUE (*Generalized Likelihood Uncertainty Estimation*) qui permet de déterminer des distributions statistiques des paramètres à partir de mesures de vraisemblance.

Pour cela, on échantillonne de façon uniforme tout l'espace des paramètres et on affecte un poids à chaque jeu en fonction de sa vraisemblance évaluée à l'aide du critère de Nash par exemple.

De nombreuses critiques ont été émises pour remettre en cause la méthode GLUE car celle-ci n'est pas très rigoureuse et dépend fortement de la fonction de vraisemblance choisie. Elle entraîne aussi l'étude d'un nombre important de jeux de paramètres et le choix subjectif d'un seuil pour sélectionner les jeux de paramètres acceptables. Pour cette raison, d'autres méthodes ont été développées afin d'identifier la distribution de probabilité des jeux de paramètres par un processus d'inférence bayésienne. Les connaissances sur le modèle et les valeurs probables de ses paramètres émanant des expériences passées sont utilisées pour définir a priori les distributions de probabilités. C'est le cas par exemple de l'algorithme MCMC (Monte-Carlo Markov Chain) qui permet un échantillonnage plus efficace des jeux de paramètres.

### **Conclusion**

Comme on vient de le voir tout au long de ce chapitre, des outils existent pour mieux anticiper les crues catastrophiques. La prévision de tels phénomènes reste néanmoins limitée, dans le temps et dans l'espace, de par leurs caractéristiques intrinsèques (soudaineté, pluie intense localisée, petits bassins versants touchés). En conséquence, les délais de prévision peuvent encore apparaître trop courts pour une gestion de crise optimale. Cela est particulièrement vrai pour les petits bassins versants de l'ordre de quelques dizaines de km<sup>2</sup>, ou lorsque l'épisode pluvieux est très convectif et engendre localement de fortes précipitations. De nombreux progrès ont pourtant été réalisés en termes de prévisions météorologiques, notamment grâce à l'exploitation des observations radar, permettant de prévoir correctement les précipitations à une échéance de 3 h dans le meilleur des cas. L'avenir de ces systèmes passe nécessairement par un allongement de ces temps de prévision via l'amélioration du couplage entre ces prévisions radar à court terme et les modèles numériques.

La manière de tenir compte de l'incertitude et de l'intégrer dans le processus de décision est aussi une piste à continuer d'explorer dans les années à venir. Il faut être conscient que le savoir actuel est limité, et que les erreurs produites lors de l'émission d'alerte engendrent une part d'incertitude plus ou moins grande en fonction du lieu et de l'échéance souhaitée. Il faut d'une part travailler sur la manière de réduire cette incertitude ; c'est ce qui est fait à travers l'extension des temps de prévision et l'utilisation des modèles numériques. D'autre part, il faut aussi être capable de la représenter et de l'interpréter à bon escient en ne surestimant pas systématiquement le risque encouru. Cela requiert généralement une compétence qu'aucun modèle ne peut reproduire : l'expérience humaine. D'où la nécessité pour les scientifiques (météorologues, hydrologues, modélisateurs) de travailler main dans la main avec les décideurs pour développer des outils opérationnels adaptés et utiles malgré les limites actuelles.

Certains projets de recherche ont d'ailleurs œuvré dans ce sens et ont décidé de faciliter le rapprochement entre la communauté scientifique et les acteurs de la gestion de crise. En effet, les laboratoires de recherche sont souvent détenteurs d'un savoir et d'outils performants, mais qui ne sont pas nécessairement connus et adaptés aux besoins des utilisateurs.

**B. Données Collectées****Introduction**

Les stratégies de collecte des données sont très variables, à mesure que les connaissances progresseront et que les besoins ou les ressources évolueront, avec le temps, certains aspects de la stratégie de collecte, quel qu'elle soit, pourront passer du dénombrement complet à l'échantillonnage (ou vice versa). Les stratégies d'échantillonnage sont souvent ponctuées de dénombrements complets, effectués de temps à autre pour réévaluer les données initiales.

**Mais d'abord :**

*Pourquoi utilise-t-on, et de manière assez intensive..., les statistiques en Hydrologie ?*

**Réponse :**

*Parce que l'hydrologie doit apporter des éléments de décision qui concernent le futur, et donc un avenir incertain. Que ce soit pour anticiper les apports qui viendront remplir un réservoir, pour choisir le débit à évacuer par un ouvrage de sécurité en cas de crue "extrême", ou pour décider de ce que peut être une sécheresse sévère et s'en prémunir, les démarches employées s'appuieront toujours sur les données observées dans le passé., et en tireront des conclusions pour le futur...*

**1. Importance des données hydrologiques :**

Les données hydrologiques (données hydrométriques, piézométriques et de qualité de l'eau...) constituent une base de connaissances essentielle à l'évaluation des ressources en eau et pour les décisions qui en découlent, les Politiques doivent comprendre l'importance de données fiables et représentatives, et allouer les ressources humaines et financières suivant les besoins locaux.

Les données hydrologiques sont essentielles pour :

**Evaluer la ressource en eau :**

- Evaluer la ressource en eau dans un cadre de référence : qualité et quantité de la ressource.
- Evaluer la dynamique de ressources en eau en relation avec les impacts humains (ex : augmentation de la demande, pollution, changement d'occupation des sols) et/ou avec les impacts climatiques.

**Planifier la ressource en eau :**

- Estimer la disponibilité actuelle de l'eau en relation avec la demande.
- Elaborer des scénarios de développement liés à l'eau : la disponibilité de la ressource à long terme peut-elle répondre à la demande future ?
- Définir des objectifs de quantité et de qualité l'eau, et d'allocation de la ressource en eau.

**Concevoir des aménagements d'exploitation de la ressource en eau :**(barrages, périmètres irrigués, ...).

**Prévoir des événements extrêmes :** Analyse de la probabilité d'événements extrêmes, tels que sécheresse ou inondation.

## 2. Gestion et valorisation des données hydrologiques :

De la collecte des données à la diffusion de l'information hydrologique, le rôle et fonctionnement d'un service hydrologique :



Figure III.02 : La Gestion et Valorisation des Données Hydrologiques

## 3. Résultat de la campagne de collecte de données :

Les données collectées sont comme suite :

### 3.1 Les Précipitations :

Série pluviométrique 1975-2009 dont les caractéristiques de la station sont comme suite :

Tableau III.01 : Détails de la station pluviométrique

Bassin-versant	Station	Indicatif	Longitude	Latitude	Altitude [m]	Période de fonctionnement	Ann. de fonctionnement [Ans]	Exposant climatique	Remarques
Côtiers Oranais	Mostaganem	60457	00° 12' E	35° 61' N	137	1980-2009	35	0,36	Série «ONM», complétée par M. Dekiche ANRH-Oran

Source : Office National de Météorologie

Tableau III.02 : Série pluviométrique

Station : Mostaganem					Code : ONM 60457								Période : 1975-2009	
Année	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUI	JULI	AOUT		
1975.	0	5,7	23,2	32,1	13,4	0,7	23,7	11,2	0,5	0,4	0,2	0,2		
1976.	0,2	6	24,3	44,5	72	1,6	25,6	13,7	0,7	0,6	0,3	0,2		
1977.	4	7,5	25,6	46,2	53,6	2,4	23,1	14,9	0,8	1,2	1,7	0,5		
1978.	0,2	8,6	25,3	42	46,6	3,5	21,7	15,9	0,9	1,3	0,9	0,7		
1979.	0,1	9,7	24,6	36,8	39,5	4,7	20,6	16,3	1,2	1,5	0,8	0,5		
1980.	6	9	3	159	54	30	48	51	18	1,4	0,7	0,3		
1981.	0,3	9	22,1	24	72	63	21	39	42	21	0,7	0,2		
1982.	6	87	102	87	15	57	3	24	15	1,6	0,9	0		
1983.	0,6	10	96	39	18,1	63	18	31,2	11,1	1,6	0,8	18		
1984.	3	6	24,3	42	48	39	27	12	18	3,1	0,7	0		
1985.	6	66	45	84	18	6	42	39	36	0	0,9	0		
1986.	66	24	15	63	78	78	66	24	3	9	0,8	0,4		
1987.	6	24	48	24	33	75	6	7,7	12	3	12	3		
1988.	6	9	33	18	78	18	15	27	81	3	0,9	0,3		
1989.	12	3	18	39	12	27	84	21	3	3	27	9		
1990.	9	3	60	30	108	45,6	33	63	15	0,4	6	0		

Station : Mostaganem				Code : ONM 60457				Période : 1975-2009				
année	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUI	JUI	AOUT
1991.	3,3	36	78	12	27	66	72	6	27	3	3,6	0
1992.	3	9	36	24	39	33	51	9	33	30	6	0
1993.	6	54	57	9	50	72	21	42	24	6	1,7	3
1994.	24	15	87	60	39	51	43,8	36	9	0,8	1,7	7,6
1995.	24	15	87	60	45	39	54	12	7	3	6	0,7
1996.	33	30	3	48	129	108	39	60	24	0,3	6	0
1997.	24	36	66	54	78	6	14	111	15	3	3	12
1998.	6	12	27	66	45	30	12	33	48	3,4	3	9
1999.	24	24	75	60	87	87	51	6	3	0	0,2	12
2000.	144	57	117	27	6	15,4	12	21	30	1,2	0,3	0,3
2001.	6	18	177	45	42	150	3	66	21	0	3,6	0,3
2002.	23,1	39	72	9	6	3,4	66	60	39	3	1,7	9
2003.	9,8	33	75	75	69	48	6	63	15	4	1,7	5,1
2004.	6	63	96	141	27	42	12	12	60	15	1,7	12
2005.	11,2	43,2	101	40,3	108	64,4	10,2	24	92,1	3,1	0,3	0
2006.	35,7	33,6	59,8	189	48,7	20,1	51,2	77,4	5,9	4	0,3	0,1
2007.	32,9	68,4	62,5	22,3	27,9	5,8	16,3	4,4	14,7	6,2	4,1	8,6
2008.	31,6	40,5	145	119	60,6	8,2	32,6	32,1	15,4	0,8	1,7	1,6
2009.	15,1	2,7	18,7	34,8	44,3	42,7	44,7	37,3	11,6	0,4	0,3	16,4

Source : Office National de Météorologie

### 3.2 Climat :

L'analyse du climat a été effectuée par le biais d'une collecte de documents et d'informations au niveau de cinq sources différentes, à savoir :

1. L'office National de la Météorologie (ONM).
2. L'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (ANRH).
3. L'Agence Nationale des barrages (ANBT).
4. Et le recueil de données climatologiques anciennes Seltzer (1946).

Quatre stations climatologiques, ont existé historiquement au niveau de la zone d'étude.

Tableau III.03: Identification des stations climatologiques dans la région d'études (Seltzer, 1946).

N°	n° Seltzer (carte)	Station	Longitude	Latitude	Altitude m	Emplacement	Début	Fin	An.
1	92	Brahim	0°27' E	36°13'N	62	Maison Forestière	1914	1938	25
2	107	Cap Ivi	0°13' E	36°7'N	103	Phare	1913	1938	26
3	112	Sidi Ali ex. (Cassaigne)	0°25' E	36°6'N	300	Commune Mixte	1914	1937	24
4	238	Mostaganem	0°6' E	35°55'	26	Phare	1913	1936	24

Source : Office National de Météorologie.

La monographie de Seltzer rapporte les observations de l'ensemble des stations météorologiques d'Algérie. Malgré leur ancienneté et le changement climatique, ces informations restent représentatives à l'échelle annuelle. Les séries sur le climat, en dehors des précipitations y sont plus longues (jusqu'à 26 années).

## - Etude Hydrologique

**Tableau III.04 : Fiabilité des caractéristiques climatologiques observées.**

N°	n° Seltzer (carte)	n	Températures	Humidité	Pression	Vent	Nébulosité	Pluie	Orage	Grêle	Sirocco	Gelée Blanche	Brouillard
1	92	25	21L					131 L		183	192		
2	107	26	21L					130 C	172	183	192	198	204
3	112	24						130 L		183	192	198	
4	238	24	21L	56B	78L	85B	112B	130 L	172	183	192	198	

*Source : Office National de Météorologie.*

Remarque : Les chiffres indiquent les pages de la monographie de Seltzer.

La fiabilité des observations est décrite selon les codes qualité ci-après:

- (C) Complet: mesures complètes s'étendant sans interruption sur toute la période de 25 ans
- (Q) Quasi-complet: mesures presque complètes, lacunes reconstituées par comparaison avec les stations avoisinantes.
- (L) Lacunaire: Mesures présentant d'importantes lacunes, les moyennes brutes sont ramenées à la période de 25 ans par comparaison avec les moyennes correspondantes dans les stations voisines, à mesures C ou Q.
- (A) Annuel: Mesures pluviométriques ne s'étendant que sur une petite partie des 25 ans, on a calculé uniquement les moyennes annuelles de la hauteur de pluie, ramenées à la période de 25 ans,
- (B) Brut: Mesures ne s'étendant que sur une petite partie des 25 ans, Le nombre de données sont des moyennes brutes, non ramenées à cette période; ils ne sont donc pas aux autres moyennes et ne sont donnés qu'à titre indicatif,
- : Observations non disponibles.

L'évaporation sur une nappe d'eau libre est traitée à partir des observations du Bac Colorado implantée au barrage d'Oued Fodda sur l'Oued du même nom (ANBT).

Les facteurs du climat sont décrits sur la base d'informations de l'Atlas climatologique national, (O.N.M, 1984). Cet Atlas a présenté pour la station de Mostaganem des informations d'une période d'une dizaine d'année de fonctionnement (1976-1984).

**Tableau III.05: Détail de la station.**

Bassin-versant	Station	Indicatif	Longitude	Latitude	Altitude [m]	Période de fonctionnement	n, ans	Remarques
Côtiers Oranais	Mostaganem	60457	00° 12' E	35° 61' N	137	1976-1984	09	Station exploitée par l'ONM

*Source : Office National de Météorologie.*

Les facteurs climatologiques pris en considération sont:

- La température.
- L'humidité relative et l'humidité absolue (ou tension de vapeur).
- L'évaporation "Piche".
- La pression atmosphérique.
- Le vent.
- L'insolation.
- La nébulosité.
- La gelée.
- La neige.
- Les tempêtes de sable.

La ville de Mostaganem est située sur le littoral méditerranéen. Dans le découpage hydrographique, elle est localisée dans le sous bassin Côtiers-Mostaganem «Code ANRH: 04-06».

## - Etude Hydrologique

Les informations extraites de l'Atlas ONM s'étalent sur une période de neuf années (1976-1984).

Les caractéristiques climatiques essentielles sont résumées ci-après :

1 - La température moyenne annuelle est égale à **16,8°C**. Les mois les plus chauds sont les mois de Juin, Juillet, Août et Septembre durant lesquels les températures moyennes dépassent les **20°C**. En hiver, les températures moyennes mensuelles ne descendent jamais sous la barre de **10°C**. Les températures minimales et maximales absolues sont respectivement de **-2,5 °C** et **45,0 °C**. L'amplitude thermique annuelle est donc de **47,5 °C**.

2 - L'humidité relative mensuelle varie de **41,8 %** pendant le mois le plus chaud à **93,4 %** au mois de Février. La moyenne annuelle est de **74,5%**.

3 - La tension de vapeur suit la même tendance que l'humidité relative, elle passe d'une valeur de **10,3 mb** en Janvier à **20,4 mb** au mois d'Août; la moyenne annuelle étant de **14,4 mb**.

4 - L'évaporation "Piche" à l'échelle annuelle est de **3,3 mm**, les maxima sont atteints entre Juin et Septembre et les minima en Janvier et Février.

5 - La durée de l'insolation est de **8,0 heures** par jour en moyenne. Les journées les plus longues (**10,6 heures**) ont lieu pendant le mois de Juillet. Les durées minimales sont de l'ordre de **5,7 à 6,1 heures** s'observent entre le mois de Décembre à Février.

6 - La nébulosité mensuelle varie de **1,5 octa** en juillet à **4,3 octa** en Février. La moyenne annuelle est de l'ordre de **3,0 octa**.

7 - Les vitesses moyennes mensuelles du vent varient de **0,9 à 1,5 m/s** et les maxima dépasse les **36 m/s** au mois de Septembre.

La variation mensuelle de ces facteurs est représentée dans les figures suivantes :

**Tableau III.06 : Répartition mensuelle des températures**

TEMPERATURES (° C)													
Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	An
Min	5,6	6	6,6	8,8	11,3	15,1	17,5	17,7	15,9	12,6	8,7	7,4	11,1
Min abs.	-2,5	-2,5	-2,5	-2,5	0	5	7,5	7,5	5	2,5	-2,5	-2,5	-2,5
Moy	10,7	11,3	12,7	14,6	17	21,1	23,6	23,9	22,1	18,1	14,1	12,1	16,8
Max	15,8	16,2	18,3	19,9	22,4	27,1	30	30,4	28,5	23,6	19,5	16,9	22,4
Max abs.	27,5	32,5	30	32,5	40	42,5	45	45	40	35	30	27,5	45

*Source : Office National de Météorologie*

## - Etude Hydrologique

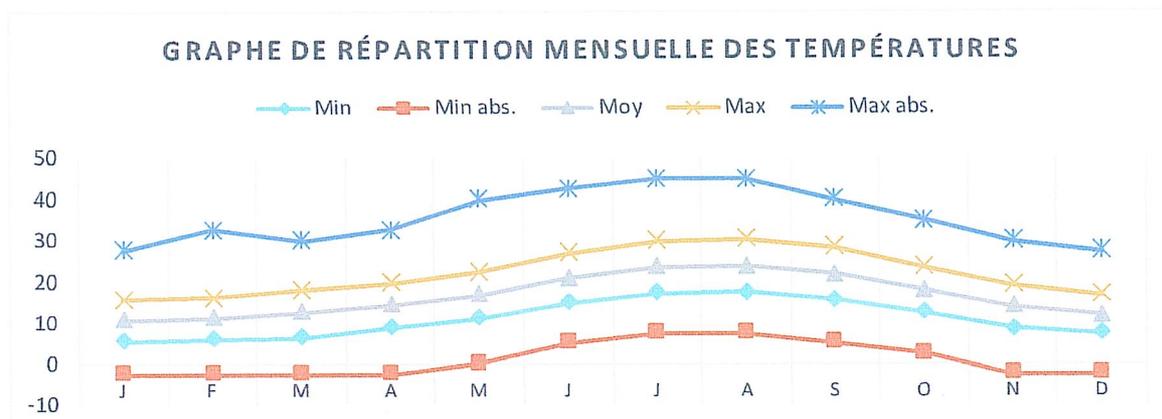


Figure III.03 : Graphe de Répartition Mensuelle des Températures

Graphe Microsoft Excel 2013

Tableau III.07: Répartition mensuelle des températures

HUMIDITES RELATIVES (%)													
Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	An
Min	57,8	58,3	50,9	49,3	48,7	45,1	41,8	43,4	45,2	50,7	52,2	55,4	49,9
Moy	79,5	79,7	75,7	73,5	73	71	69,9	70,7	72,8	74,8	76	77,1	74,5
Max	92,8	93,4	92,6	91,1	91,1	90,8	90,9	91,4	91,9	91,8	91	91,2	91,7

Source : Office National de Météorologie

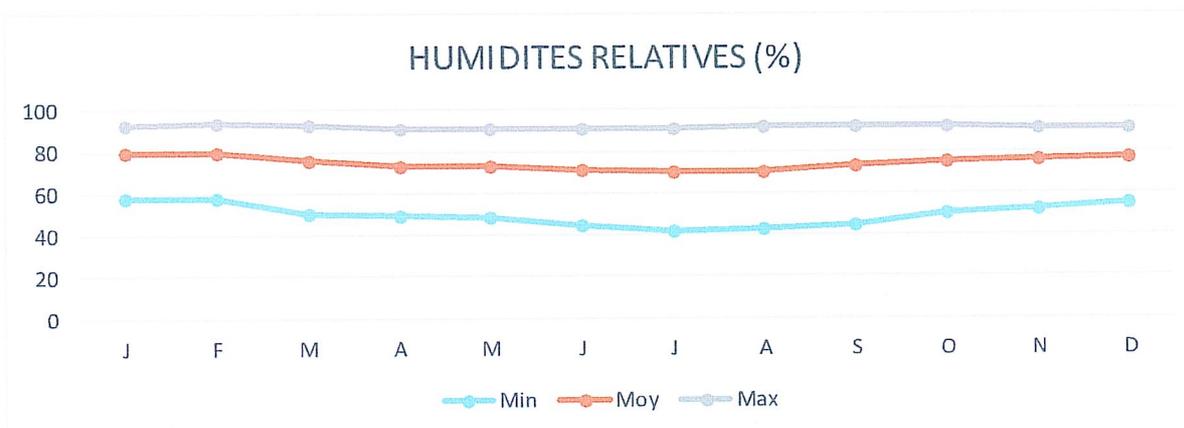


Figure III.04 : Graphe de Répartition des Humidités Relatives

Graphe Microsoft Excel 2013

Tableau III.08 : Répartition mensuelle des caractéristiques climatiques

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	An
Tension de vapeur (mB)	10,3	10,7	11,1	12	13,9	17,3	19,6	20,4	19	15,4	12,2	11	14,4
Evaporation "piche" (mm)	2,1	2,2	2,6	3	3,4	4,5	4,7	4,4	4,1	3,2	2,5	2,5	3,3
Vitesse du vent moy. (m/s)	0,9	1,3	1,1	1,2	1,3	0,9	1	0,9	0,9	1,2	0,9	1,5	1,1
Vitesse du vent max. (m/s)	15	15	15	15	15	25	15	10	>36	15	15	20	>36
Insolation (heur)	6,1	6,1	7,6	8	9,1	9,7	10,6	9,8	8,6	7,7	6,6	5,7	8

Source : Office National de Météorologie

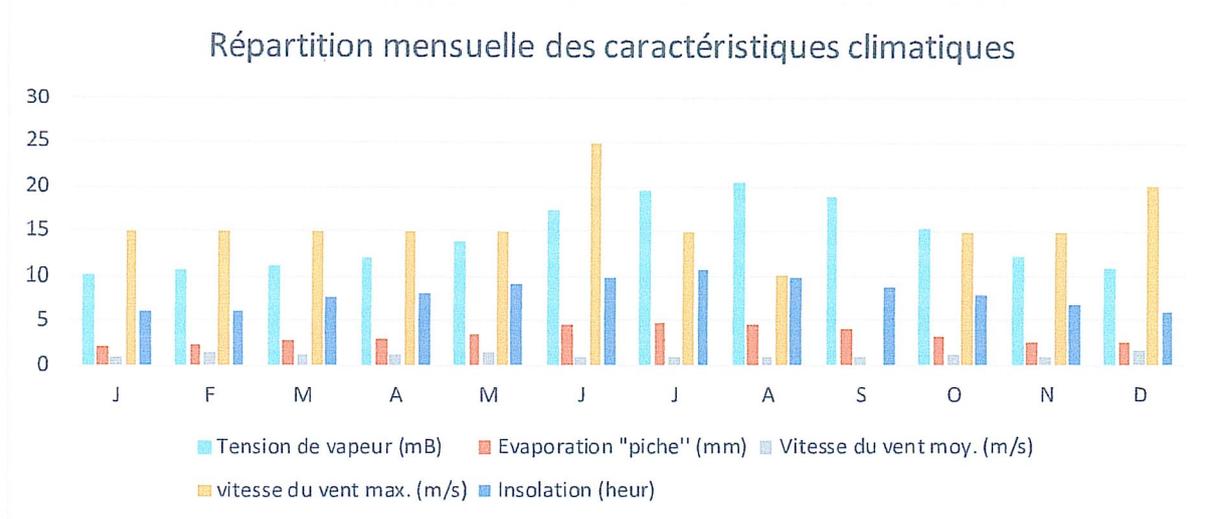


Figure III.05 : Graphe de Répartition mensuelle des caractéristiques climatiques Graphe Microsoft Excel 2013

En termes de direction, le vent souffle dans la matinée, plus fréquemment d'Ouest en Est. En milieu et en fin de la journée, la direction préférentielle est le Nord-Est. La rose des vents ci-après illustre cette description.

Tableau III.09 : Direction du vent (Comptage, période 1913–36).

Directions	7 h.	13 h.	18 h.	Moy
N	2	12	8	8
NE	8	43	40	30
E	28	3	15	15
SE	13	1	1	5
S	19	2	2	8
SW	16	6	-	7
W	10	24	-	11
NW	3	9	-	4

Source : Office National de Météorologie

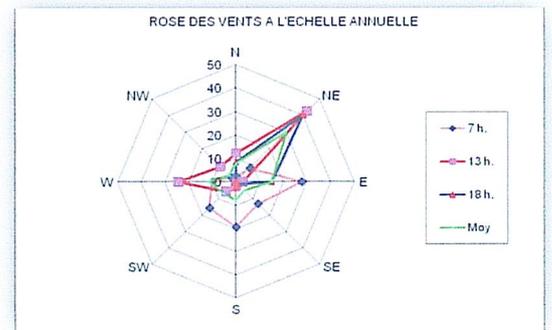


Figure III.06 : Rose des Vents

Les phénomènes climatiques secondaires sont évalués en fonction du nombre de jours de leur apparition dans l'année. Leur variabilité mensuelle est apparente dans la figure suivante.

Les phénomènes climatiques secondaires (Précipitations, Orages, Grêle, Gelée Blanche, Brouillard et Sirocco) sont observés par décompte du nombre moyen de jours de leur apparition.

Cinq phénomènes climatiques sont représentatifs de la période hivernale, le Sirocco par contre est un vent chaud soufflant le plus souvent en d'été.

Le nombre moyen de jours d'apparition des précipitations dans l'année à Mostaganem est de 75,4.

Le phénomène de grésil et grêle sont très réduits et restent plus prononcé en hiver. Ils sont est à peine respectivement de 0,2 à 1,4 jours par an et la neige est totalement absente dans cette région,

Les phénomènes de gelée blanche et rosée sont plus fréquents et apparaissent en moyenne de 10,2 à 62,8 jours par an.

## - Etude Hydrologique

Les orages sont importants en février et Octobre et ne sont pas liés à la quantité des précipitations. Ils apparaissent en moyenne de 6,9 jours par an et sont suivis d'éclair pendant 1,7 jour.

Les phénomènes de nuage bas, brume et brouillard sont fréquents et apparaissent respectivement 6,8, 19,5 et 30,6 jours par an.

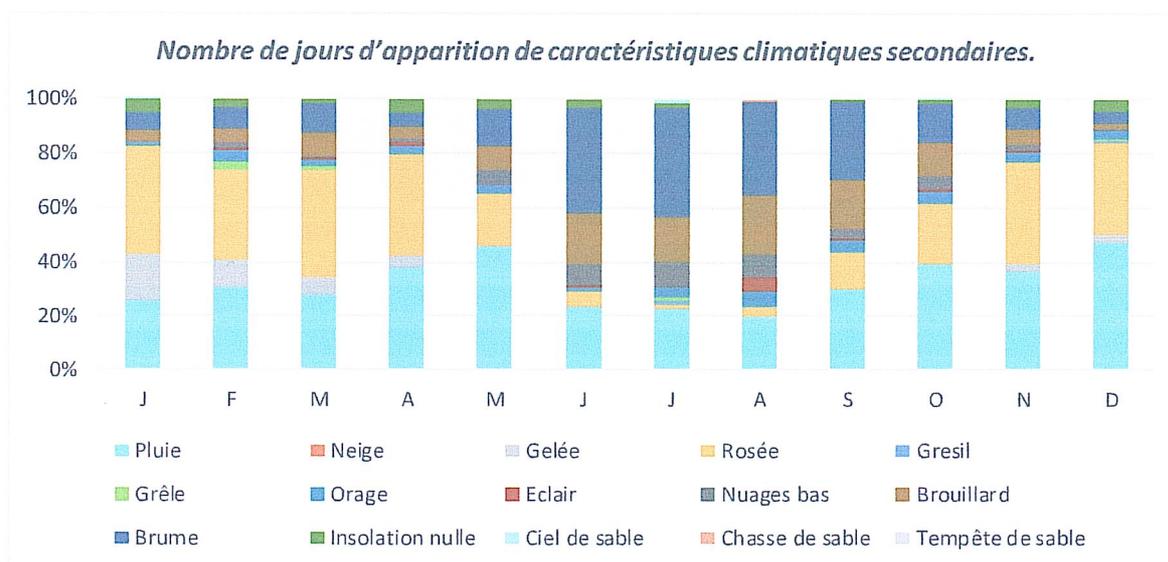
Les journées d'insolation nulle sont de 6.6 jours.

Par contre, les phénomènes de sables (et Sirocco) ne totalisent pas 1 journée par an.

**Tableau III.10 : Nombre de jours d'apparition de caractéristiques climatiques secondaires.**

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	An
Pluie	6,4	7,4	6,6	6,1	9	2,4	1,4	2,2	4,6	8,8	8,6	11,9	75,4
Neige	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Gelée	4,3	2,3	1,7	0,6	0	0	0	0	0	0	0,7	0,6	10,2
Rosée	10	8	9,4	6	3,9	0,6	0,1	0,4	2,1	5	8,7	8,6	62,8
Grésil	0	0,0	0	0	0	0	0,1	0	0	0	0	0,1	0,2
Grêle	0	0,7	0,4	0	0	0	0,1	0	0	0	0	0,2	1,4
Orage	0,3	1	0,5	0,5	0,6	0,1	0,2	0,6	0,6	1	0,8	0,7	6,9
Eclair	0	0,1	0,1	0,2	0	0,1	0	0,6	0,1	0,2	0,2	0,1	1,7
Nuages bas	0	0,6	0,2	0,3	1,1	0,8	0,6	0,9	0,6	1	0,6	0,1	6,8
Brouillard	1,1	1,2	2,1	0,6	1,7	1,9	1	2,4	2,8	2,8	1,3	0,6	19,5
Brume	1,6	1,9	2,6	0,9	2,8	4	2,5	3,8	4,4	3,2	1,8	1,1	30,6
Insolation nulle	1,3	0,7	0,4	0,8	0,7	0,3	0,1	0	0,1	0,3	0,8	1,1	6,6
Ciel de sable	0,1	0	0	0	0	0	0,1	0	0	0,1	0	0	0,3
Chasse de sable	0	0	0	0	0	0	0	0,1	0	0	0	0	0,1
Tempête de sable	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Source : Office National de Météorologie



**Figure III.07 : Graphe des caractéristiques climatiques secondaires.**

Graphe Microsoft Excel 2013

### 3.3 Relation OMBRO-THERMIQUE :

Le graphique ombro-thermique de la station de Mostaganem, indique une répartition temporelle inverse entre les précipitations et la température.

## - Etude Hydrologique -

Ce schéma classique indique des pics de températures pendant la période estivale, et où les précipitations moyennes mensuelles sont en dessous du seuil de 10 mm par mois.

**Tableau III.11 : Répartition mensuelle des Températures et précipitations Moyennes**

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
TEMPERATURE MOYENNE	19	15,4	12,2	11	10,3	10,7	11,1	12	13,9	17,3	19,6	20,4
PRECIPITATION MOYENNE	16,8	26,2	58,0	54,5	49,6	40,2	31,1	32,1	21,5	4,0	2,9	3,7

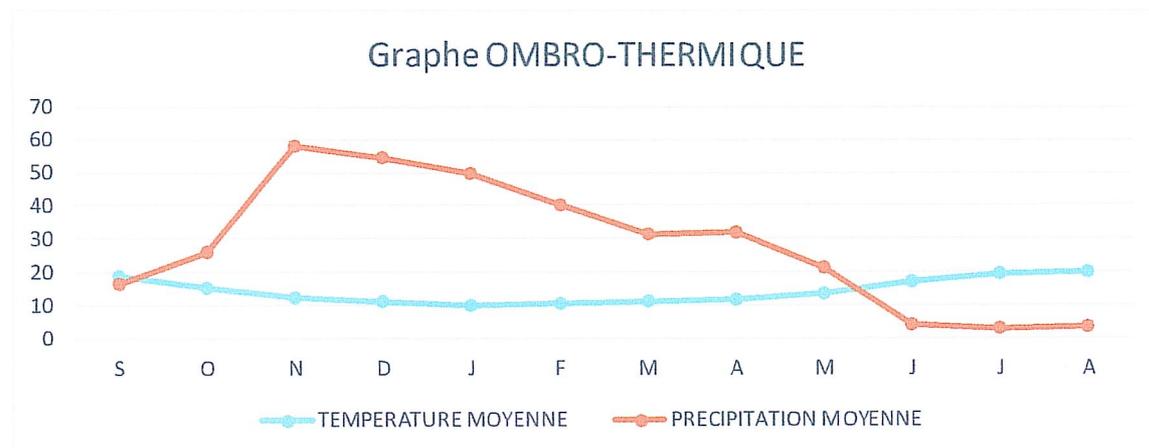


Figure III.08 : Graphe OMBRO-THERMIQUE

Graphe Microsoft Excel 2013

### 3.4 L'évaporation sur une nappe libre :

L'évaporation sur une nappe d'eau libre est habituellement observée au niveau de bac installé dans des stations climatologiques complètes (ONM) ou au niveau des barrages. Le site, le plus proche de la zone d'étude, où de telles observations ont été effectuées est le barrage de Oued Fodda.

**Tableau III.12 : Evaporation au niveau du barrage d'Oued Fodda (1948-1976).**

Station: Barrage d'Oued Fodda-BAC COLORADO-Oued: Fodda - Code: 012108													
Coordonnées Lambert= X= 402,14 et Y= 305,70 Z= 345 m													
N°	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Evp,an,
Moyenne:	200	113	65,4	45,5	35,5	47,4	80,3	110	164	214	291	278	1644
Répart,[%]:	12	7	4	3	2	3	5	7	10	13	18	17	100
Ecart- type:	40,8	26,6	20,9	18,2	14,9	17,5	25,0	31,0	37,4	52,5	70,5	36,6	187
Cv:	0,20	0,24	0,32	0,40	0,42	0,37	0,31	0,28	0,23	0,25	0,24	0,13	0,11
i <sub>conf</sub> 80%:	11,1	7,26	5,71	5,0	4,1	4,8	6,8	8,46	10,2	14,3	19,2	9,99	51,1

La moyenne de 23 années d'observations est de 1644 mm.

Les informations existantes sur l'évaporation au niveau de dix-sept (17) barrages algériens ont été collectées et traitées à l'aide de corrélation en vue de rechercher les relations les plus probantes avec des paramètres physiques et climatiques des bassins versants. La relation la plus étroite a été établie avec les précipitations. Elle confirme que l'évaporation reste élevée dans les régions où les pluies sont les plus faibles. (Source : Office National de Météorologie).

### Conclusion

A l'issue de cette collecte de données, on remarque que celles-ci sont assez riches et variées et sur tout complètes, maintenant reste plus qu'à en tirer les informations dont nous avons besoin, et c'est ce que nous allons faire dans la partie qui va suivre.

## C. Partie Calcul

### Introduction

Le But recherché dans cette partie est de mettre en évidence les paramètres hydrologiques tels que les débits des crues, les apports des sous bassins (apports liquides et solide)...etc. qui constituent la base de dimensionnement des ouvrages constituant l'aménagement.

**NB :** La Méthodologie ainsi que toutes les lois et procédures de travail dans cette partie sont tirés du livre *MANUEL PRATIQUE D'HYDROLOGIE* de B.TOUAIBIA 2004.

### 1. Caractéristiques hydromorphométriques des bassins Versants :

Les caractéristiques physiques et hydrographiques de ce bassin versant sont évaluées sur la base d'informations cartographiques.

#### 1.1 Morphométrie :

Les différents paramètres morpho-métriques sont calculés à partir des cartes topographiques de l'INCT à l'échelle 1/25 000 ème.

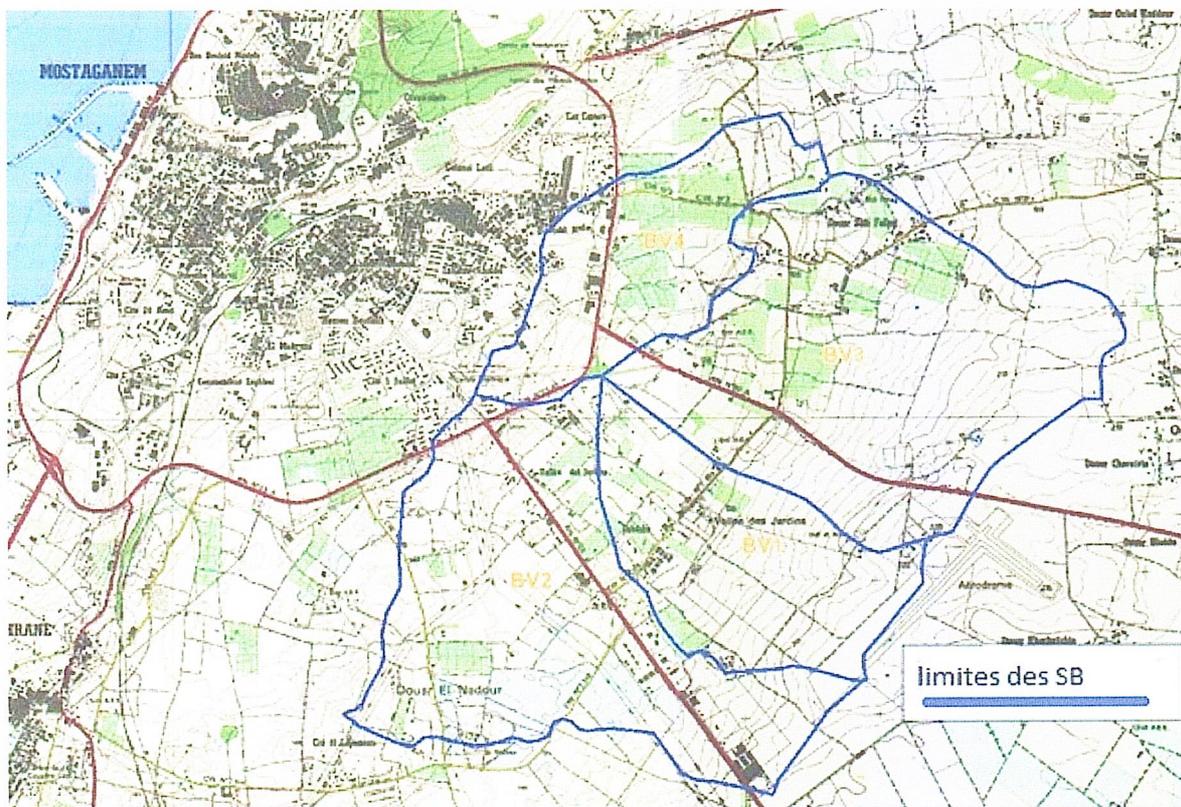


Figure III.09 : Localisation des bassins versants d'étude (extrait des cartes au 1/25 000, feuille de Mostaganem)

#### 1.1.1 La Surface :

La surface topographique est un paramètre important, c'est avec elle qu'on détermine l'intensité de plusieurs paramètres hydrologiques (apport, volume de précipitation ou infiltration), elle est mesurée par l'outil AUTOCAD 2014 sur la carte topographique.

Tableau III.13: Surfaces des sous bassins

Numéro	BV1	BV2	BV3	BV4	Total
Surface (km <sup>2</sup> )	2,86	5,33	5,99	2,46	16,64

### 1.1.2 Périmètre :

Le périmètre correspond à la limite extérieure du bassin. Chaque sous bassin réagit d'une manière différente aux précipitations qu'il reçoit.

Tableau III.14: Périmètre des sous bassins

Numéro	BV1	BV2	BV3	BV4	Total
Périmètre (km)	7,74	12,10	10,59	7,89	38,32

### 1.1.3 Rectangle équivalent :

C'est une transformation purement géométrique en un rectangle de dimensions (L, l) ayant la même surface que celle du sous bassin. Il permet de comparer les sous bassins entre eux du point de vue écoulement. Les courbes de niveau sont des droites parallèles aux petites côtes du rectangle et l'exutoire est l'un de ces petites cotes.

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

- La longueur du rectangle équivalent :

$$L = \frac{Kc \cdot \sqrt{S}}{1,128} \left[ 1 + \sqrt{1 - \left( \frac{1,128}{Kc} \right)^2} \right] \quad (\text{III.27})$$

- La largeur du rectangle équivalent :

$$l = \frac{Kc \cdot \sqrt{S}}{1,128} \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{1,128}{Kc} \right)^2} \right] \quad (\text{III.28})$$

Tableau III.15 : Les longueurs et Largeurs équivalentes

Sous Bassin	L (km)	l (km)
SB1	2,24	1,18
SB2	4,89	2,10
SB3	2,73	2,13
SB4	2,60	0,99

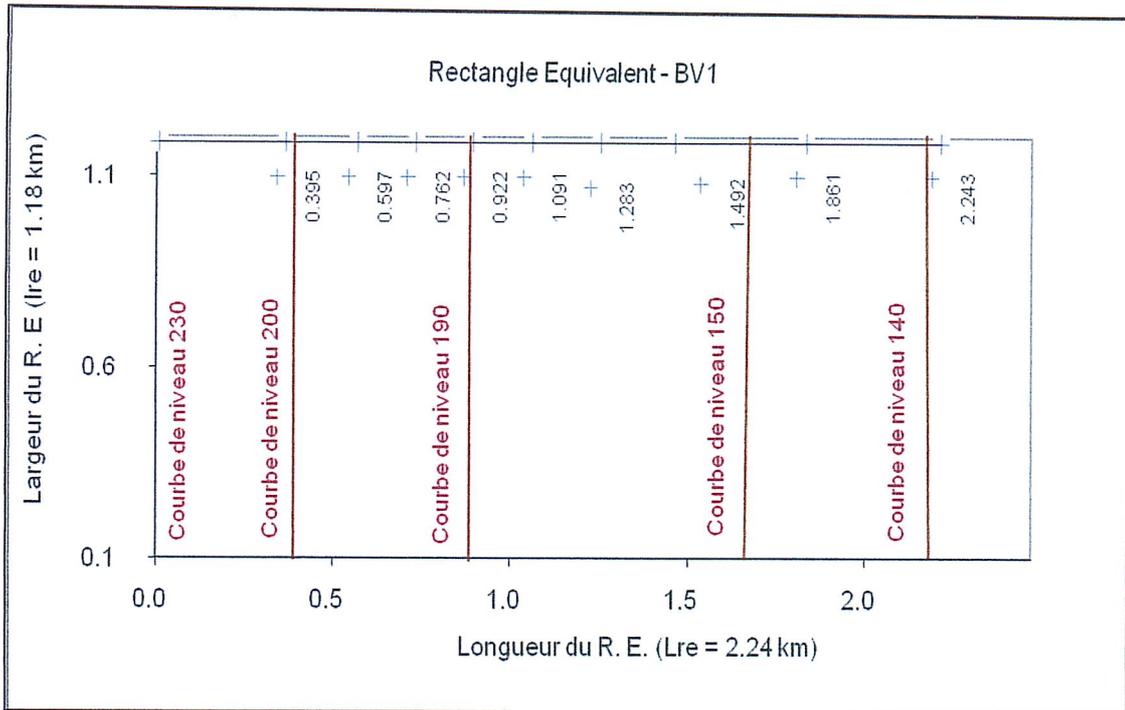


Figure III.10 : Rectangle équivalent du BV1

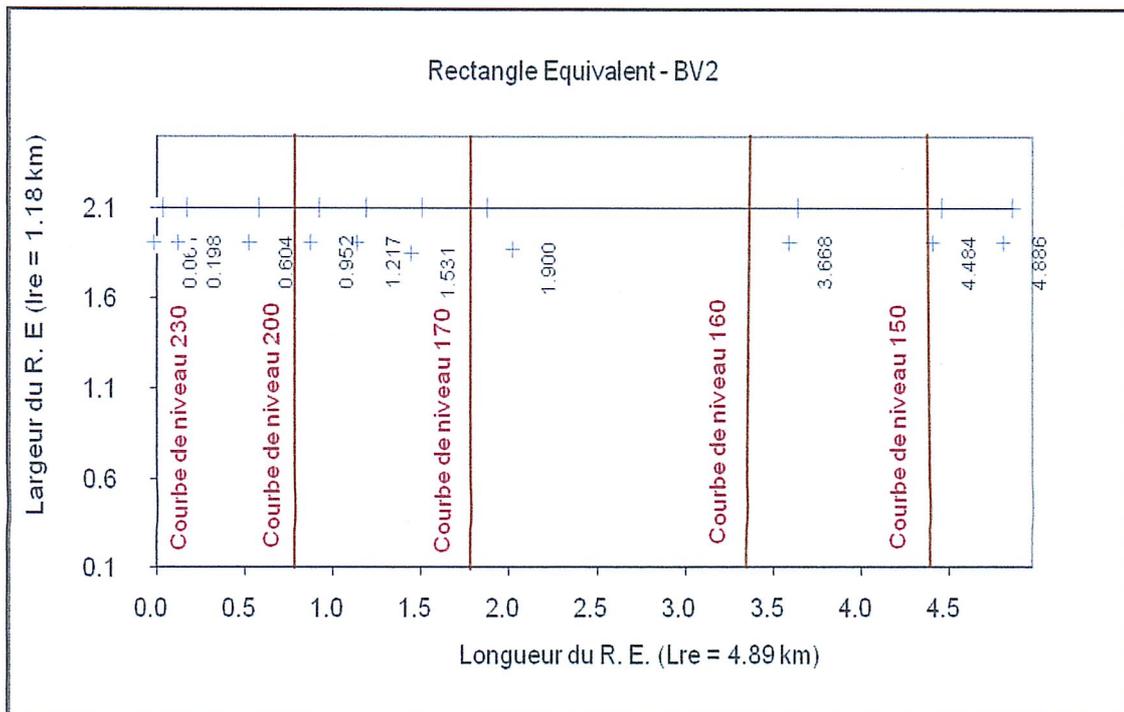


Figure III.11 : Rectangle équivalent du BV2

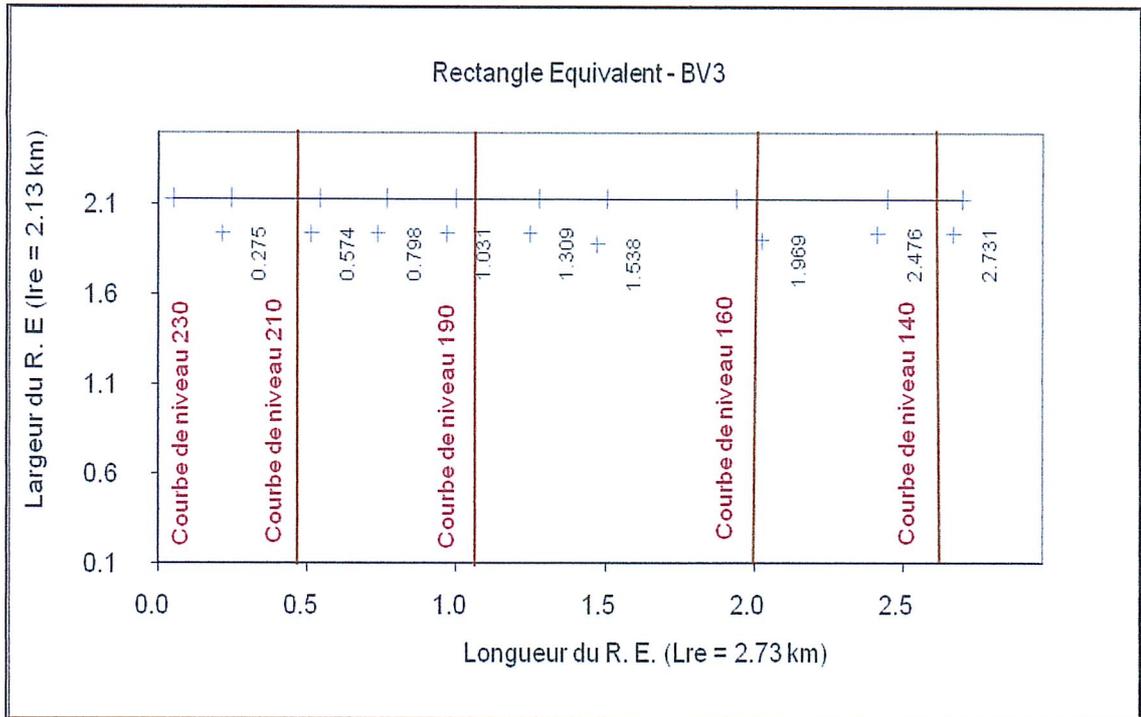


Figure III.12 : Rectangle équivalent du BV3

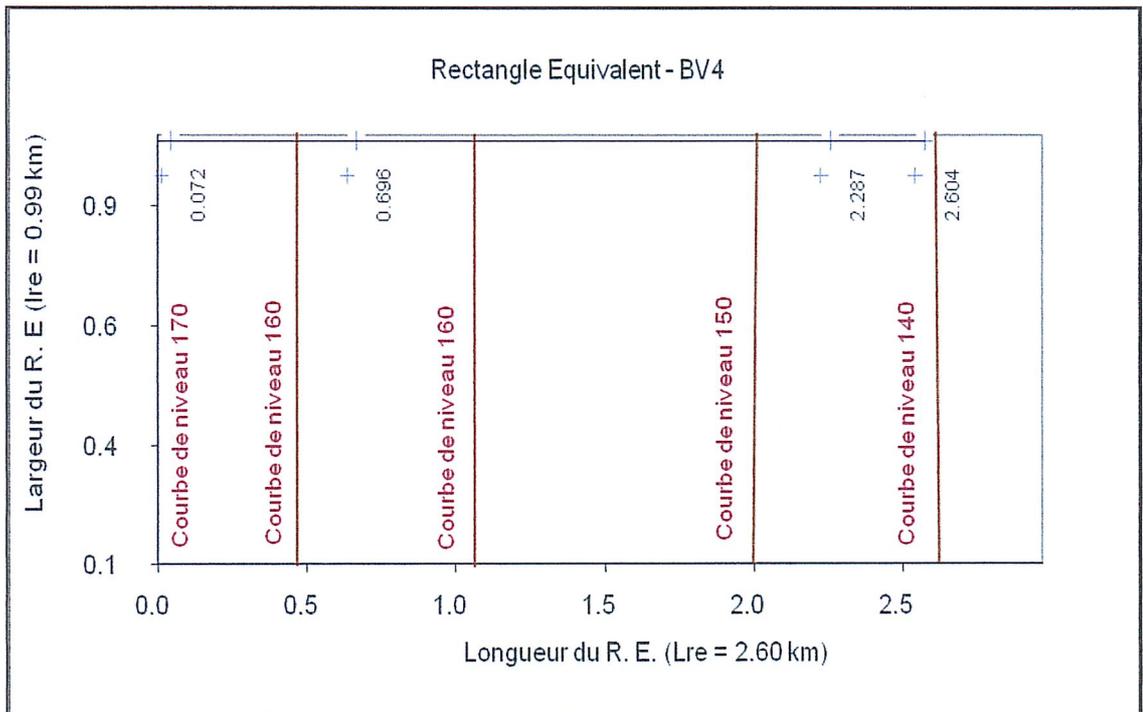


Figure III.13 : Rectangle équivalent du BV4

**1.2 Relief :****1.2.1 Altitudes et longueurs des Thalwegs:**

Les Altitudes et les longueurs des thalwegs sont mesurées directement sur la carte topographique.

*Tableau III.16: Les Altitudes et les longueurs des Thalwegs*

Caractéristiques	Symboles	Unités	BV1	BV2	BV3	BV4
Altitude minimale	H min	m	130	130	130	130
Altitude maximale	H max	m	222	220	230	190
Longueur du thalweg principal	L	km	3,01	3,22	4,10	2,09

**1.2.2 Largeur moyenne des sous bassins :**

La largeur moyenne des SBV est calculée selon la relation suivante :

$$l_{\text{moy}} = \frac{S}{L}$$

(III.29)

$l_{\text{moy}}$  : Largeur moyenne en [km].

S : la superficie de SBV en [km<sup>2</sup>]

L : la longueur du thalweg le plus long en [km]

*Tableau III.17: Largeur moyenne des sous bassins*

Bassin Versant	Largeur moyenne
BV1	0,95
BV2	1,66
BV3	1,56
BV4	1,00

**1.2.3 Pente moyenne :**

La pente moyenne s'exprimant en m/km ou en pourcentage a été évaluée à l'aide de l'expression :

$$P_{\text{moy}} = \frac{\delta_h \left( \frac{l_0 + l_n}{2} + l_1 + l_2 + \dots + l_{n-1} \right)}{S} \quad (\text{III.30})$$

$\delta_h$  : l'équidistance en mètres (m) entre deux courbes de niveau successives.

$l_0, l_1, \dots, l_{n-1}$  :  $l_n$  représentent les longueurs des courbes de niveau en [km].

*Tableau III.18: Pente moyenne*

Bassin Versant	Pente moyenne (%)
BV1	3,9
BV2	2,5
BV3	4,0
BV4	4,7

**1.2.4 Courbe Hypsométrique :**

Les surfaces partielles cumulées en pourcentage sont portées sur l'axe des abscisses, et les altitudes correspondantes sur celui des ordonnées.

*Tableau III.19: Répartition en pourcentage de la surface élémentaire du SB1*

Altitude	Surface Partielle [km <sup>2</sup> ]	Surface Partielle en %	Surface cumulés en %
220-230	0,4740	16,5734	16,5734
220-210	0,4597	16,0734	32,6469
210-200	0,2629	9,1923	41,8392
190-180	0,2304	8,0559	49,8951
180-170	0,1661	5,8077	55,7028
170-160	0,1599	5,5909	61,2937
160-150	0,1687	5,8986	67,1923
150-140	0,4599	16,0804	83,2727
140-130	0,4784	16,7273	100,0000

*Tableau III.20: Répartition en pourcentage de la surface élémentaire du SB2*

Altitude	Surface Partielle [km <sup>2</sup> ]	Surface Partielle en %	Surface cumulés en %
220-230	0,0474	0,8893	0,8893
220-210	0,2597	4,8724	5,7617
210-200	0,1609	3,0188	8,7805
190-180	0,2664	4,9981	13,7786
180-170	0,2061	3,8668	17,6454
170-160	0,5460	11,5570	29,2024
160-150	0,9169	17,2021	46,4045
150-140	1,2960	24,3150	70,7195
140-130	1,5607	29,2805	100,0000

*Tableau III.21: Répartition en pourcentage de la surface élémentaire du SB3*

Altitude	Surface Partielle [km <sup>2</sup> ]	Surface Partielle en %	Surface cumulés en %
220-230	0,0474	0,7913	0,7913
220-210	0,2597	4,3356	5,1269
210-200	0,3609	6,0250	11,1519
190-180	0,4664	7,7863	18,9382
180-170	0,4661	7,7813	26,7195
170-160	0,6160	10,2836	37,0032
160-150	0,8169	15,3067	52,3098
150-140	1,2960	21,6359	73,9457
140-130	1,5815	26,0543	100,0000

*Tableau III.22: Répartition en pourcentage de la surface élémentaire du SB4*

Altitude	Surface Partielle [km <sup>2</sup> ]	Surface Partielle en %	Surface cumulés en %
180-170	0,3661	15%	15%
170-160	0,4248	17%	32%
160-150	0,4154	17%	49%
150-140	0,7932	32%	81%
140-130	0,4605	19%	100%

- Etude Hydrologique -

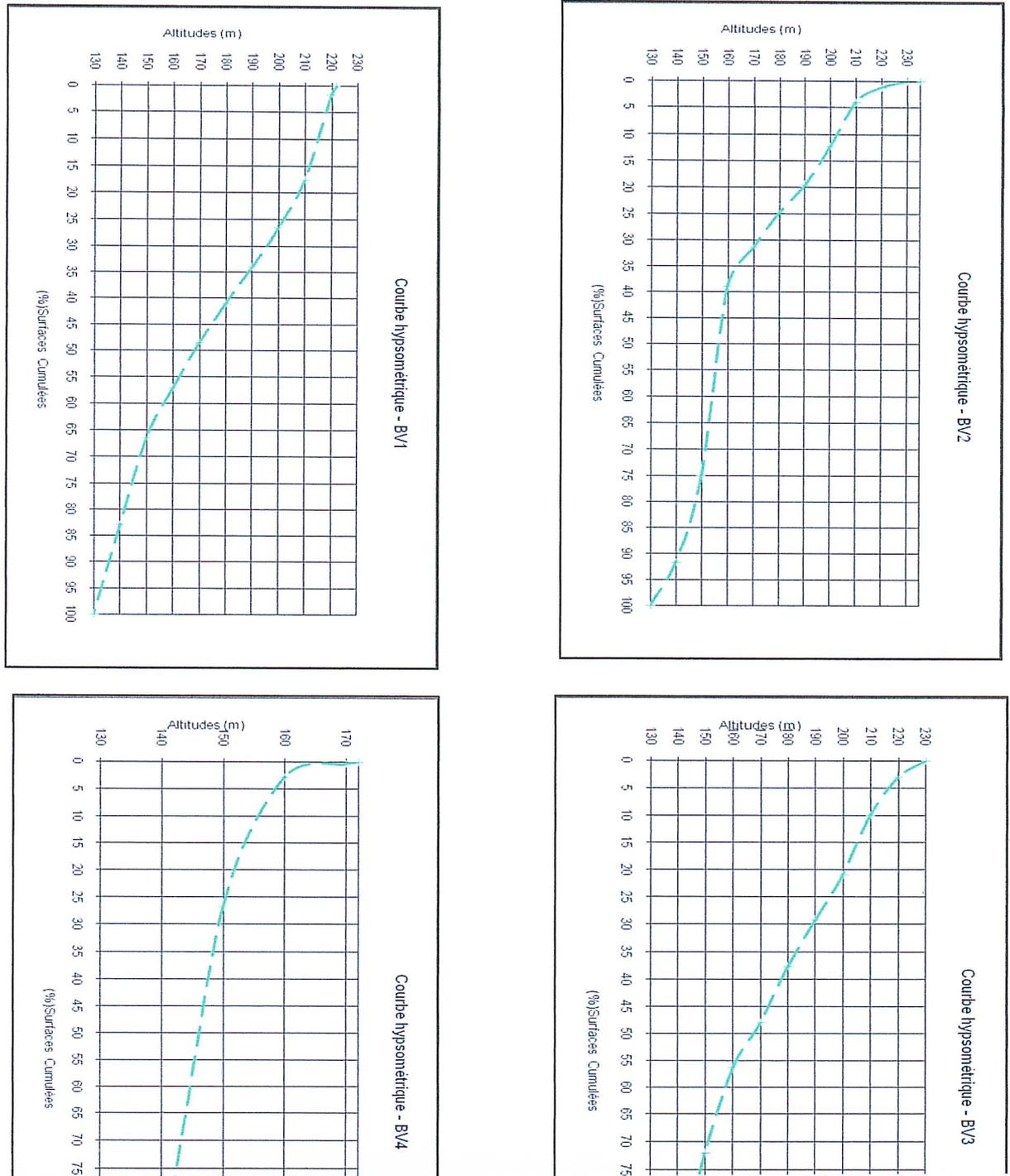


Figure III.14 : Courbes Hypsométriques des BV

- Etude Hydrologique -

Les altitudes caractéristiques 5, 50 et 95 % servant à évaluer la pente moyenne du thalweg principal et autres paramètres hydrologiques sont extraites de ces courbes.

Tableau III.23 : Les Altitudes Caractéristiques

Caractéristiques	BV1	BV2	BV3	BV4
Altitude 5%	217	204	219	174
Altitude 50%	168	156	167,5	147
Altitude 95%	122	124	127	125

Les altitudes caractéristiques 5, 50 et 95 % servant à évaluer la pente moyenne du thalweg principal et autres paramètres hydrologiques sont extraites de ces courbes.

*Tableau III.23 : Les Altitudes Caractéristiques*

Caractéristiques	BV1	BV2	BV3	BV4
Altitude 5%	217	204	219	174
Altitude 50 %	168	156	167,5	147
Altitude 95%	133	134	137	135

### 1.2.5 Altitude moyenne :

L'altitude moyenne ( $H_{moy}$ ) se calcule à l'aide de l'expression ci-après:

$$H_{moy} = \frac{\sum S_i \bar{A}_i}{S} \quad (III.31)$$

$A_i$  : l'altitude moyenne de l'aire  $S_i$  comprise entre deux courbes de niveau consécutives en [m]

*Tableau III.24 : Les Altitudes Moyennes*

Bassin Versant	Altitude moyenne (m)
BV1	169
BV2	151
BV3	174
BV4	136

### 1.2.6 Indice de pente de roche :

L'Indice de Pente de Roche ( $I_p$ ) se calcule à l'aide des relations qui suivent:

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_{i=1}^n \sqrt{S_i (H_i - H_{i-1})} \quad (III.32)$$

Où :

$H_i - H_{i-1}$  : dénivelé partielle entre deux courbes de niveaux.

$S_i$  : surface partielle entre deux courbes de niveaux.

$L$  : longueur du SBV.

*Tableau III.25: Indice de pente de roche*

Bassin Versant	Indice de pente (%)
BV1	0,03
BV2	0,02
BV3	0,03
BV4	0,02

**1.3 Hydrographie :**

**1.3.1 Réseau Hydrographique :**

Ce dernier reconstitué à partir des cartes topographiques est ordonné selon la classification de Schum.

*Tableau III.28: Caractéristiques du réseau hydrographique*

BV	Ordre	Nombre	Longueur, [km]	Longueur moyenne [km]
BV1	1	4	4,81	1,20
	2	1	1,71	1,71
	Total:	5	6,52	1,46
BV2	1	4	4,33	1,08
	2	1	1,67	1,67
	Total	5	6,00	1,20
BV3	1	5	7,03	1,41
	2	1	2,41	2,41
	Total	6	9,44	1,57
BV4	1	4	3,24	0,81
	2	1	1,06	1,07
	Total	5	4,31	0,86

**1.3.2 La densité de drainage**

La densité de drainage (Dd) est évaluée selon l'expression:

$$Dd = \frac{\sum Li}{s} \tag{III.35}$$

Li : la somme des longueurs de tous les thalwegs.

*Tableau III.29 : Densité de drainage*

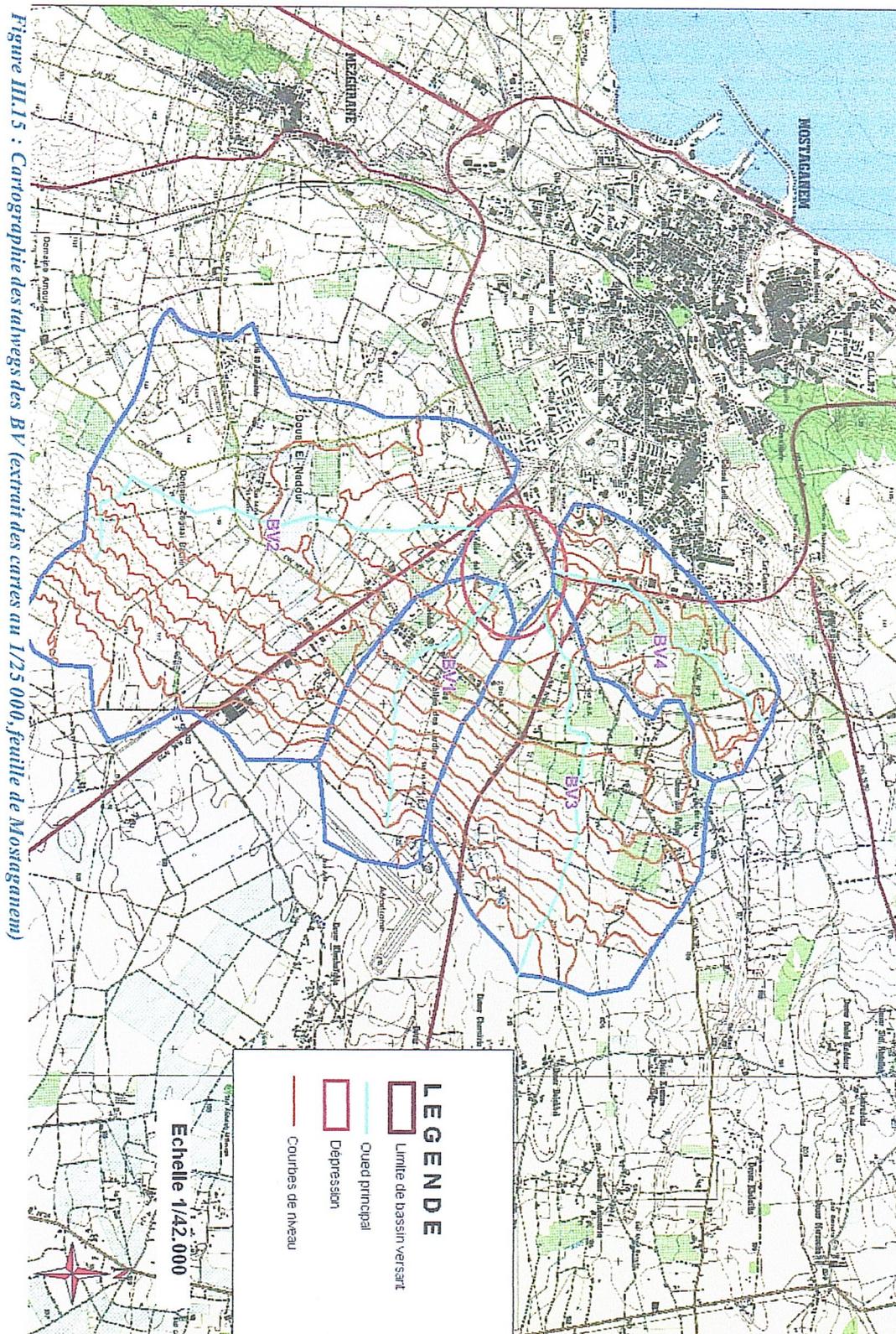
Caractéristiques	Unités	BV1	BV2	BV3	BV4
Densité de drainage	Km/km <sup>2</sup>	2,28	1,10	1,58	1,75

**1.3.3 Profils en long et pente moyenne des thalwegs :**

Le réseau hydrographique est décrit par son profil en long, établi en fonction des altitudes et la longueur du thalweg le plus long.

- Etude Hydrologique -

a) Profils en long des thalwegs :



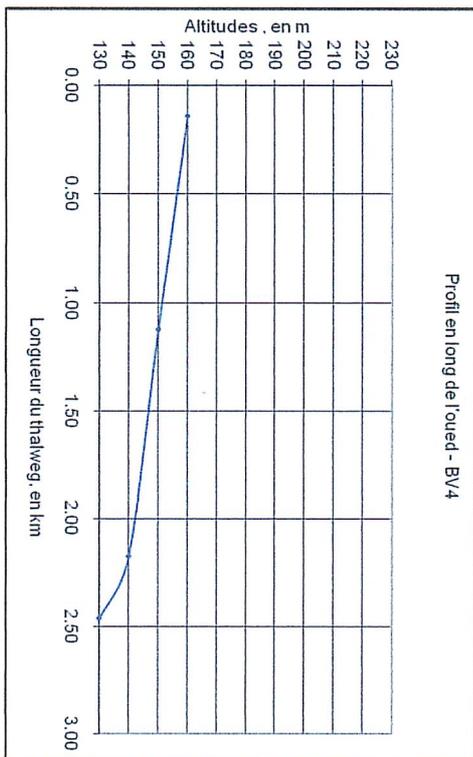
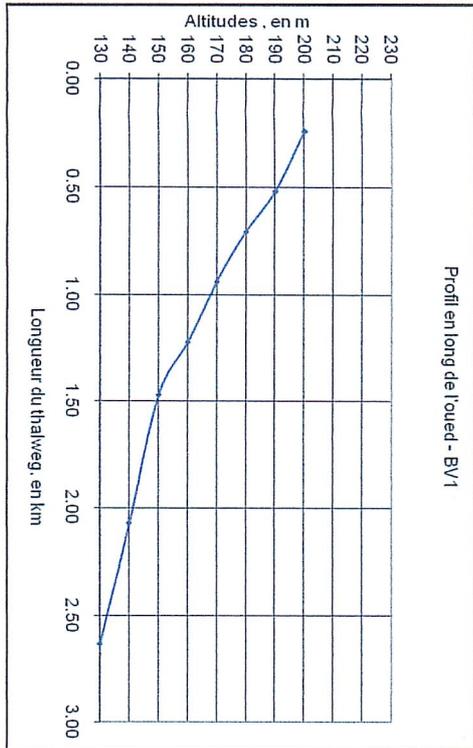
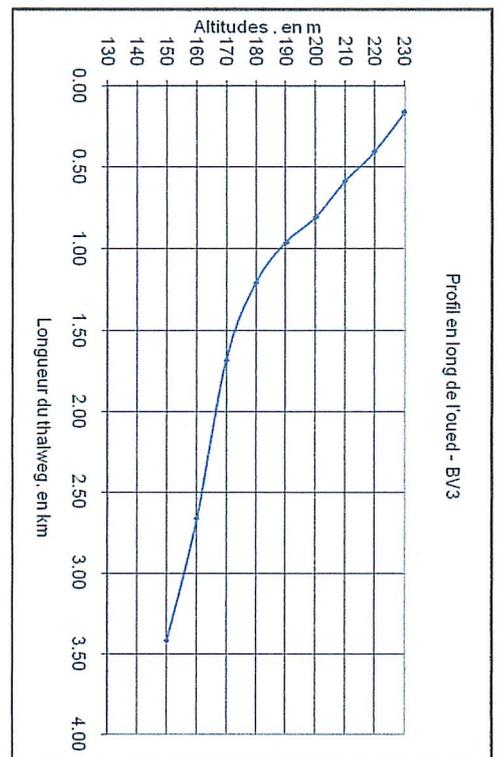
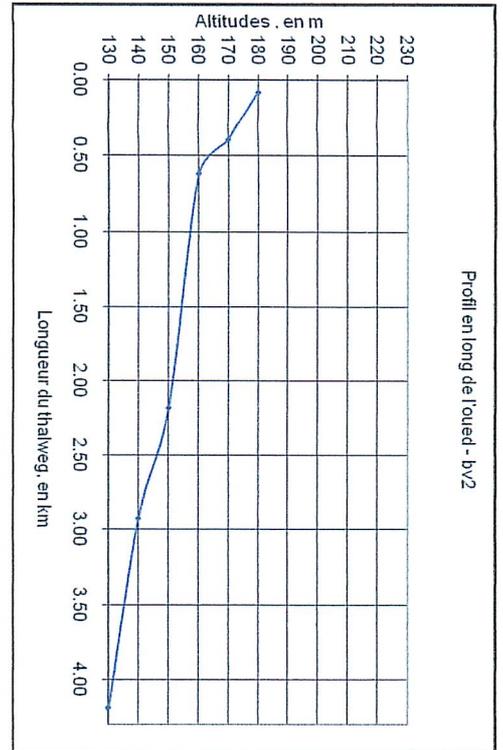


Figure III.16 : Les Profils en long des thalwegs

## - Etude Hydrologique -

La pente moyenne du thalweg le plus long est calculée par la relation :

$$i_{moy} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \quad (III.36)$$

$H_{max}$  et  $H_{min}$  sont les altitudes maximales et minimales du thalweg le plus long.

**Tableau III.30 : Pente moyenne**

Caractéristique	Symbole	Unités	BV1	BV2	BV3	BV4
Pente moyenne	$i_{moy}$	m/km	27	16	19	14

### 1.3.4 Temps de concentration :

Le temps de concentration ( $T_c$ ) est un paramètre important caractérisant le ruissellement, il s'exprime en heures, Il existe plusieurs relations de calcul du temps de concentration,

1. Formule de Giandotti :

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L}{0,8\sqrt{h}} \quad (III.37)$$

$h$  : différence entre l'altitude moyenne et celle de l'exutoire, en mètres.  $h = H_{moy} - H_{min}$

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

$L$  : longueur du talweg principal en [Km].

2. La relation de Kirpich :

$$T_c = 0,6615 \cdot L_p^{0,77} \cdot i_{moy}^{0,385} \quad (III.38)$$

$L_p$  : Longueur du cours d'eau principal [km].

$i_{moy}$  : Pente moyenne du bassin versant.

3. La relation du Service Routier de l'Etat de Californie (USA) CALIFORNIA :

$$T_c = \left( \frac{0,87 \cdot L^3}{H_{max} - H_{min}} \right)^{0,386}$$

(III.39)

$L$  : longueur du talweg principale en [Km].

$H_{max} - H_{min}$  : respectivement la hauteur maximale et minimale du B.V en [m].

4. Formule de VENTURA :

$$T_c = 0,1272 \sqrt{\frac{S}{i_{moy}}} \quad (III.40)$$

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

$i_{moy}$  : Pente moyenne du bassin versant.

Tableau III.31 : Résultats du calcul du temps de concentration (en heures)

N°	Relation	BV1	BV2	BV3	BV4
1	GIANDOTTI	2,29	3,87	2,93	5,08
3	KIRPICH	0,59	0,65	0,76	0,55
4	CALIFORNIA	2,63	3,41	3,56	2,86
2	VENTURA	1,49	2,36	2,37	1,77

### 1.3.5 Vitesse moyenne de ruissellement:

Cette vitesse est donnée par la formule suivante:

$$V_R = \frac{L}{T_c} \quad (III.41)$$

L : Longueur de talweg principal en [Km].

T<sub>c</sub> : temps de concentration en [heure].

La vitesse de ruissellement évaluée en relation avec le temps de concentration de Giandotti, fournit une valeur respectivement de 1,33 km/h pour le BV1, de 0,83 pour le BV2, de 1,31 pour le BV3 et de 0,48 pour le BV4.

Tableau III.32 : Résultats du calcul du temps de concentration (en heures)

Vitesse de ruissellement	BV1	BV2	BV3	BV4
V [km/h]	1.33	0.83	1.31	0.48

## Récapitulatif des caractéristiques Hydromorphométriques

Tableau III.33: Caractéristiques hydromorphométriques des bassins versants

caractéristiques	SB1	SB2	SB3	SB4
<b>Morphométrie</b>				
Surfaces (Km <sup>2</sup> )	2,86	5,33	5,99	2,46
Périmètres (Km)	7,74	12,10	10,59	7,89
Longueurs de R-E (Km)	2.24	4.89	2.73	2.60
Largeurs de R-E (Km)	1.18	2.10	2.13	0.99
<b>Les reliefs</b>				
Altitudes max (m)	222	220	230	190
Altitudes moy (m)	169	151	174	136
Altitudes méd (m)	168	156	167,5	147
Altitudes min (m)	130	130	130	130
Altitudes 5 % (m)	217	204	219	174
Altitudes 95 % (m)	133	134	137	135
Indice de pente globale Ig (m/Km)	37.75	14.52	29.67	8.08
Pentes moyennes des BV Im (%)	3.9	2.5	4.0	4.7
<b>Le réseau hydrographique</b>				
la densité de drainage Dd (Km/Km <sup>2</sup> )	2,28	1,10	1,58	1,75
longueurs des cours d'eau principale (Km)	1.71	1.67	2.41	1.06
pentes moy des cours d'eau principal (m/km)	27	16	19	14
Temps de concentration (h)	2,29	3,87	2,93	5,08
vitesse moyenne ruissellement (Km/h)	1.33	0.83	1.31	0.48

**2. Analyse des données pluviométriques :**

La superficie des bassins versants étudiés est inférieure à 20 km<sup>2</sup> (16.64 km<sup>2</sup>). Dans la gamme des petits bassins, les observations hydrométriques disponibles ne sont pas représentatives au site d'étude, cas extrêmement rare qui n'a lieu que quand le réseau d'observations a été remarquablement bien planifié (cas de sites de barrages), car les stations hydrométriques de la région sont au niveau de grands bassins versants, et pour un dimensionnement économique des ouvrages il convient mieux de recourir aux données pluviométriques.

**2.1 Caractéristiques de la Série Pluviométrique :**

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

Mais avant nous devons procéder au calcul de certains paramètres statistiques de la série pour en connaître la répartition arithmétique, et ces paramètres sont les suivants :

- Le maximum et le minimum :

$$P_{\max, \min} = \max (\min) [P_i] \quad (\text{III.42})$$

- La moyenne Arithmétique:

$$P = \frac{\sum P_i}{n} \quad (\text{III.43})$$

- L'écart type :

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (P_i - P)^2}{n-1}} \quad (\text{III.44})$$

Dans notre cas  $N > 30$  donc on divise par (n)

- Le coefficient de variation :

$$Cv = \frac{\sigma}{P} \quad (\text{III.45})$$

- Le coefficient d'asymétrie :

$$Cs = \frac{\sum (P_i - P)^3}{n \sigma^3} \quad (\text{III.46})$$

- Le coefficient d'aplatissement :

$$Ck = \frac{\sum (P_i - P)^4}{n \sigma^4} \quad (\text{III.47})$$

- Fraction annuelle :

$$F = \frac{\bar{P}_i}{\sum P_i} \quad (\text{III.48})$$

- Etude Hydrologique -

Tableau 34 : Caractéristiques de la Série pluviométrique

Station : Mostaganem													Code : ONM 60457			Période: 1975 -2009		
année	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUI	JUI	AOUT	Pj max.	Pmoy.an	Pan			
1975.	0	5,7	23,2	32,1	13,4	0,7	23,7	11,2	0,5	0,4	0,2	0,2	32,1	9,3	111,3			
1976.	0,2	6	24,3	44,5	72	1,6	25,6	13,7	0,7	0,6	0,3	0,2	72	15,8	189,7			
1977.	4	7,5	25,6	46,2	53,6	2,4	23,1	14,9	0,8	1,2	1,7	0,5	53,6	15,1	181,5			
1978.	0,2	8,6	25,3	42	46,6	3,5	21,7	15,9	0,9	1,3	0,9	0,7	46,6	14,0	167,6			
1979.	0,1	9,7	24,6	36,8	39,5	4,7	20,6	16,3	1,2	1,5	0,8	0,5	39,5	13,0	156,3			
1980.	6	9	3	159	54	30	48	51	18	1,4	0,7	0,3	159	31,7	380,4			
1981.	0,3	9	22,1	24	72	63	21	39	42	21	0,7	0,2	72	26,2	314,3			
1982.	6	87	102	87	15	57	3	24	15	1,6	0,9	0	102	33,7	398,5			
1983.	0,6	10	96	39	18,1	63	18	31,2	11,1	1,6	0,8	18	96	25,6	307,4			
1984.	3	6	24,3	42	48	39	27	12	18	3,1	0,7	0	48	18,6	223,1			
1985.	6	66	45	84	18	6	42	39	36	0	0,9	0	84	28,6	342,9			
1986.	66	24	15	63	78	78	66	24	3	9	0,8	0,4	78	35,6	427,2			
1987.	6	24	48	24	33	75	6	7,7	12	3	12	3	75	21,1	258,7			
1988.	6	9	33	18	78	18	15	27	81	3	0,9	0,3	81	24,1	289,2			
1989.	12	3	18	39	12	27	84	21	3	3	27	9	84	21,5	258,0			
1990.	9	3	60	30	108	45,6	33	63	15	0,4	6	0	108	31,1	373,0			
1991.	3,3	36	78	12	27	66	72	6	27	3	3,6	0	78	27,8	333,9			
1992.	3	9	36	24	39	33	51	9	33	30	6	0	51	22,8	273,0			
1993.	6	54	57	9	50	72	21	42	24	6	1,7	3	72	28,8	345,7			
1994.	24	15	87	60	39	51	43,8	36	9	0,8	1,7	7,6	87	31,2	374,9			
1995.	24	15	87	60	45	39	54	12	7	3	6	0,7	87	29,4	352,7			
1996.	33	30	3	48	129	108	39	60	24	0,3	6	0	129	40,0	480,3			
1997.	24	36	66	54	78	6	14	111	15	3	3	12	111	35,2	422,0			
1998.	6	12	27	66	45	30	12	33	48	3,4	3	9	66	24,5	294,4			
1999.	24	24	75	60	87	87	51	6	3	0	0,2	12	87	35,6	429,2			
2000.	144	57	117	27	6	15,4	12	21	30	1,2	0,3	0,3	144	35,9	431,2			
2001.	6	18	177	45	42	150	3	66	21	0	3,6	0,3	177	44,3	531,9			
2002.	23,1	39	72	9	6	3,4	66	60	39	3	1,7	9	72	27,6	331,2			
2003.	9,8	33	75	75	69	48	6	63	15	4	1,7	5,1	75	33,7	404,6			
2004.	6	63	96	141	27	42	12	12	60	15	1,7	12	141	40,6	487,7			
2005.	11,2	43,2	101	40,3	108	64,4	10,2	24	92,1	3,1	0,3	0	108	41,9	497,8			
2006.	35,7	33,6	59,8	189	48,7	20,1	51,2	77,4	5,9	4	0,3	0,1	189	43,8	525,8			
2007.	32,9	68,4	62,5	22,3	27,9	5,8	16,3	4,4	14,7	6,2	4,1	8,6	68,4	22,8	274,1			
2008.	31,6	40,5	145	119	60,6	8,2	32,6	32,1	15,4	0,8	1,7	1,6	145	40,8	489,1			
2009.	15,1	2,7	18,7	34,8	44,3	42,7	44,7	37,3	11,6	0,4	0,3	16,4	44,7	22,4	289,0			
Maximum	144,0	87,0	177,0	189,0	129,0	150,0	84,0	111,0	92,1	30,0	27,0	18,0	189,0	44,3	531,9			
Minimum	0,0	2,7	3,0	9,0	6,0	0,7	3,0	4,4	0,5	0,0	0,2	0,0	32,1	9,3	111,3			
Moyenne	16,8	26,2	58,0	54,5	49,6	40,2	31,1	32,1	21,5	4,0	2,9	3,7	90,4	28,4	340,6			
Ecart type	25,93	21,96	40,08	40,80	29,49	33,90	20,93	23,91	21,54	6,12	4,80	5,23	38,23	9,06	108,76			
Cv	1,54	0,84	0,69	0,75	0,59	0,84	0,67	0,75	1,00	1,54	1,64	1,40	0,42	0,32	0,32			
Cs	3,52	0,99	0,90	1,71	0,71	1,04	0,69	1,24	1,66	2,93	3,77	1,25	0,87	-0,12	-0,12			
Médiane	6	18	57	42	45	39	23,7	24	15	3	1,7	0,5	81	28,575	342,9			
Ck	16,98	3,08	3,55	5,59	3,13	4,22	2,59	4,43	5,70	11,36	18,57	3,38	3,13	2,26	2,27			
frac.ann. %	4,93	7,69	17,02	15,99	14,57	11,80	9,14	9,42	6,31	1,17	0,86	1,10						

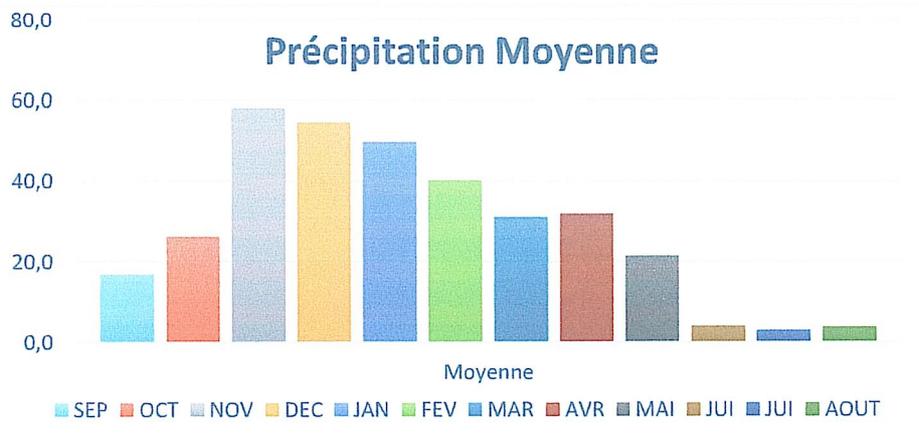


Figure III.17 : Histogramme de variation de la Précipitation Moyenne Annuelle

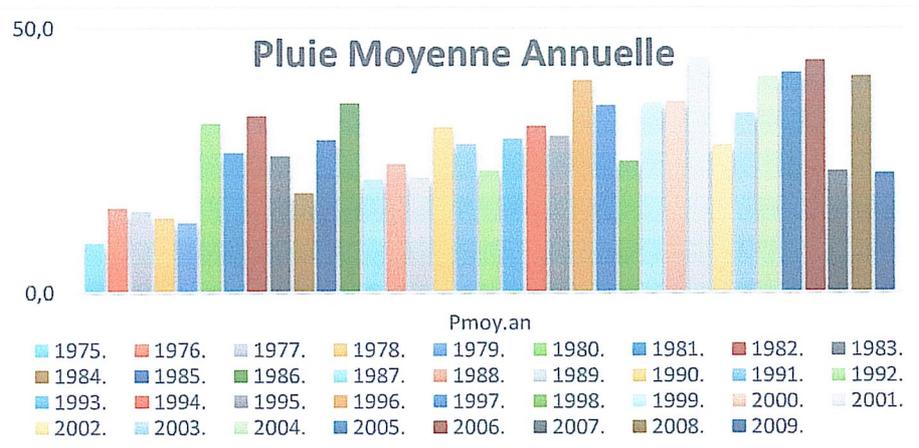


Figure III.18 : Histogramme de variation de la pluie Moyenne Annuelle

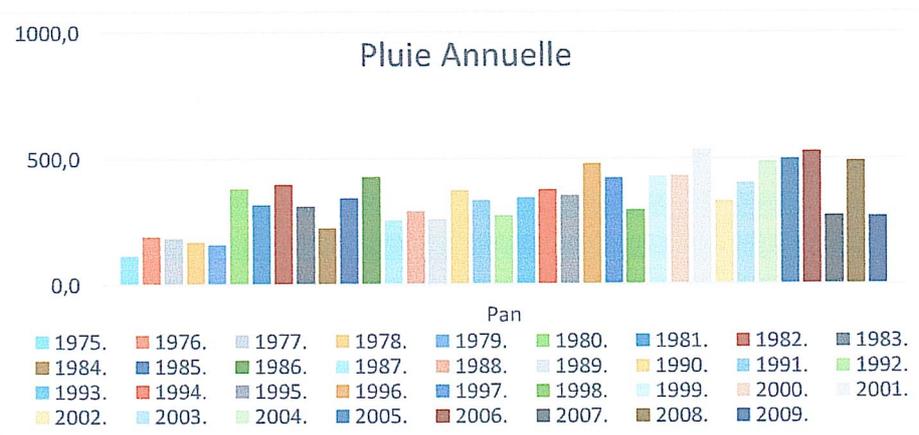


Figure 19 : Histogramme de la Pluie Annuelle

**2.2 Choix de la loi d'ajustement :**

Les critères de choix d'une loi sont liés à un ajustement graphique d'abord et en suite à un test de dispersion. L'allure des point sur du papier a probabilité permet à prime abord d'accepter ou de rejet une loi.

L'ajustement des pluies maximales journalières sera traité par logiciel "Hyfran". On a effectué l'ajustement de la série des pluies maximales journalières pour les deux lois suivantes: La loi de Gumbel (doublement exponentielle), loi de Galton (log Normale), puis une comparaison des graphes de régression obtenue après les ajustements..

**2.2.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL :**

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

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \tag{III.49}$$

Tel que :  $y = a(x - x_0)$

$1/a$  : la pente de la droite de GUMEL

$y$  : variable réduite de GUMBEL

$x$  : précipitation maximale journalière (mm)

$x_0$  : ordonnée à l'origine en (mm)

On peut écrire :  $y = - \ln (- \ln (F(x)))$

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.

$$F(x) = \frac{m-0,5}{N} \tag{III.50}$$

$m$  : rang de précipitation.

$N$  : nombre d'observations (34)

Calculer la variable réduite de GUMBEL donnée par la formule suivante :

$$y = - \ln (- \ln (F(x))) \tag{III.51}$$

Calculer les paramètres d'ajustement «  $a$  » et «  $x_0$  »

Représenter graphiquement les couples  $(x_i, y_i)$  sur papier GUMBEL.

**Résultats de l'ajustement :**

Nombre d'observations : 34

Paramètre :

$u = 72.5349$

$\text{Alpha} = 30.896$

**Quantiles :**

$q = F(X)$  (probabilité au non-dépassement)

$T = 1/(1-q)$

*Tableau III.35 : résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel*

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	XT (quantile)	Ecart type	Intervalle de confiance
1000	0.9990	286	31.9	223 - 349
200	0.9950	236	24.4	188 - 284
100	0.9900	215	21.2	173 - 256
50	0.9800	193	18.0	158 - 228
20	0.9500	164	13.9	137 - 192
10	0.9000	142	10.8	121 - 163
5	0.8000	119	7.95	103 - 134
3	0.6667	100	6.17	88.3 - 113

**Test d'adéquation :**

*Gumbel (Méthode des moments)*

Hypothèses :

H0 : L'échantillon provient d'une loi Gumbel.

H1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Gumbel.

**Résultats :**

Résultats de la statistique :  $\chi^2 = 5.46$

p-value :  $p = 0.3627$

Degrés de liberté : 5

Nombres des classes : 8

*Tableau III.36 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon*

<i>Gumbel (Méthode des moments)</i>	<i>Caractéristiques de la loi</i>	<i>Caractéristiques de l'échantillon</i>
<i>Minimum</i>	<i>Aucun</i>	<i>32.1</i>
<i>Maximum</i>	<i>Aucun</i>	<i>189</i>
<i>Moyenne</i>	<i>90.4</i>	<i>90.4</i>
<i>Ecart - type</i>	<i>39.6</i>	<i>38.8</i>
<i>Médiane</i>	<i>83.9</i>	<i>81.0</i>
<i>Coefficient de variation (Cv)</i>	<i>0.438</i>	<i>0.429</i>
<i>Coefficient d'asymétrie (Cs)</i>	<i>1.14</i>	<i>0.909</i>
<i>Coefficient d'aplatissement (CK)</i>	<i>2.40</i>	<i>2.96</i>

**2.2.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON :**

Le procédé d'ajustement est identique à celui établi pour la *loi de Gumbel*, seul la représentation graphique change ou elle est faite sur du papier *log-normale*.

La loi de *GALTON* a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\Pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad (\text{III.52})$$

$$\text{Ou : } u = \frac{X_i - \bar{X}}{\sigma_x} \quad (\text{variable réduite de GAUSS}) \quad (\text{III.53})$$

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

$$\text{Log } x_{(p \%)} = \overline{\text{Log } x} + 6 \cdot \log u_{(p \%)} \quad (\text{III.54})$$

$$\text{Log } X = \frac{\sum_{i=1}^{42} \overline{\text{Log } X_i}}{N} \quad (\text{III.55})$$

**Résultats de l'ajustement :**

Nombre d'observations: 35

Paramètre :

$$\text{Mu} = 4.41715$$

$$\text{Sigma} = 0.414071$$

**Quantiles :**

$q = F(X)$  (probabilité au non dépassement)

$$T = 1 / (1 - q)$$

*Log normale (Maximum de vraisemblance)*

**Tableau .III.37 : résultat de l'ajustement à la loi de Galton.**

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	XT(quantile)	Ecart type	Intervalle de confiance
1000.0	0.9990	309	54.0	203 - 414
200.0	0.9950	248	37.5	174 - 321
100.0	0.9900	223	31.2	162 - 284
50.0	0.9800	199	25.4	149 - 248
20.0	0.9500	167	18.6	130 - 203
10.0	0.9000	143	14.0	116 - 170
5.0	0.8000	119	9.96	99.0 - 138
3.0	0.6667	99.5	7.49	84.8 - 114

**Test d'adéquation***Log normale (Maximum de vraisemblance)***Hypothèses :***H0* : L'échantillon provient d'une loi- Log normale*H1* : L'échantillon ne provient pas d'une loi- Log normale**Résultats :**Value statistique       $T = 2.23$ P-Value:                       $P < 0.373$ **Tableau .III.38 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon**

<i>Gumbel (Méthode des moments)</i>	<i>Caractéristiques de la loi</i>	<i>Caractéristiques de l'échantillon</i>
<i>Minimum</i>	<i>0</i>	<i>32.1</i>
<i>Maximum</i>	<i>Aucun</i>	<i>189</i>
<i>Moyenne</i>	<i>90.7</i>	<i>90.4</i>
<i>Ecart – type</i>	<i>40.4</i>	<i>38.8</i>
<i>Médiane</i>	<i>82.9</i>	<i>81.0</i>
<i>Coefficient de variation (Cv)</i>	<i>0.445</i>	<i>0.429</i>
<i>Coefficient d'asymétrie (Cs)</i>	<i>1.42</i>	<i>0.909</i>
<i>Coefficient d'aplatissement (CK)</i>	<i>6.81</i>	<i>2.96</i>

**Remarque :**

Comme les tests d'adéquation ne donne pas de critère de choix définitif alors on passe au teste graphique qui consiste à la superposition des deux graphes d'ajustement.

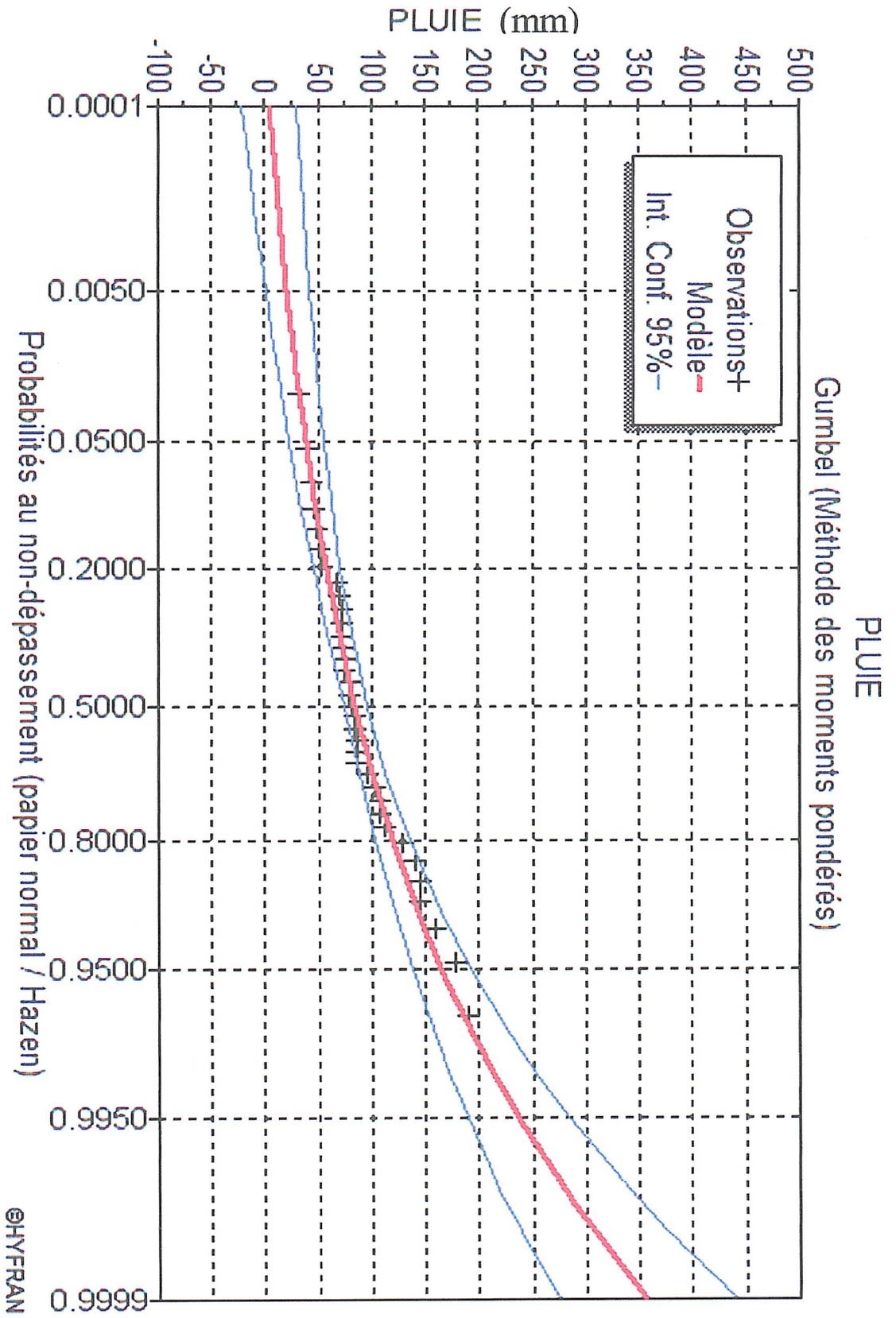


Figure III.20 : Ajustement à la loi de Gumbel (Hyfran).

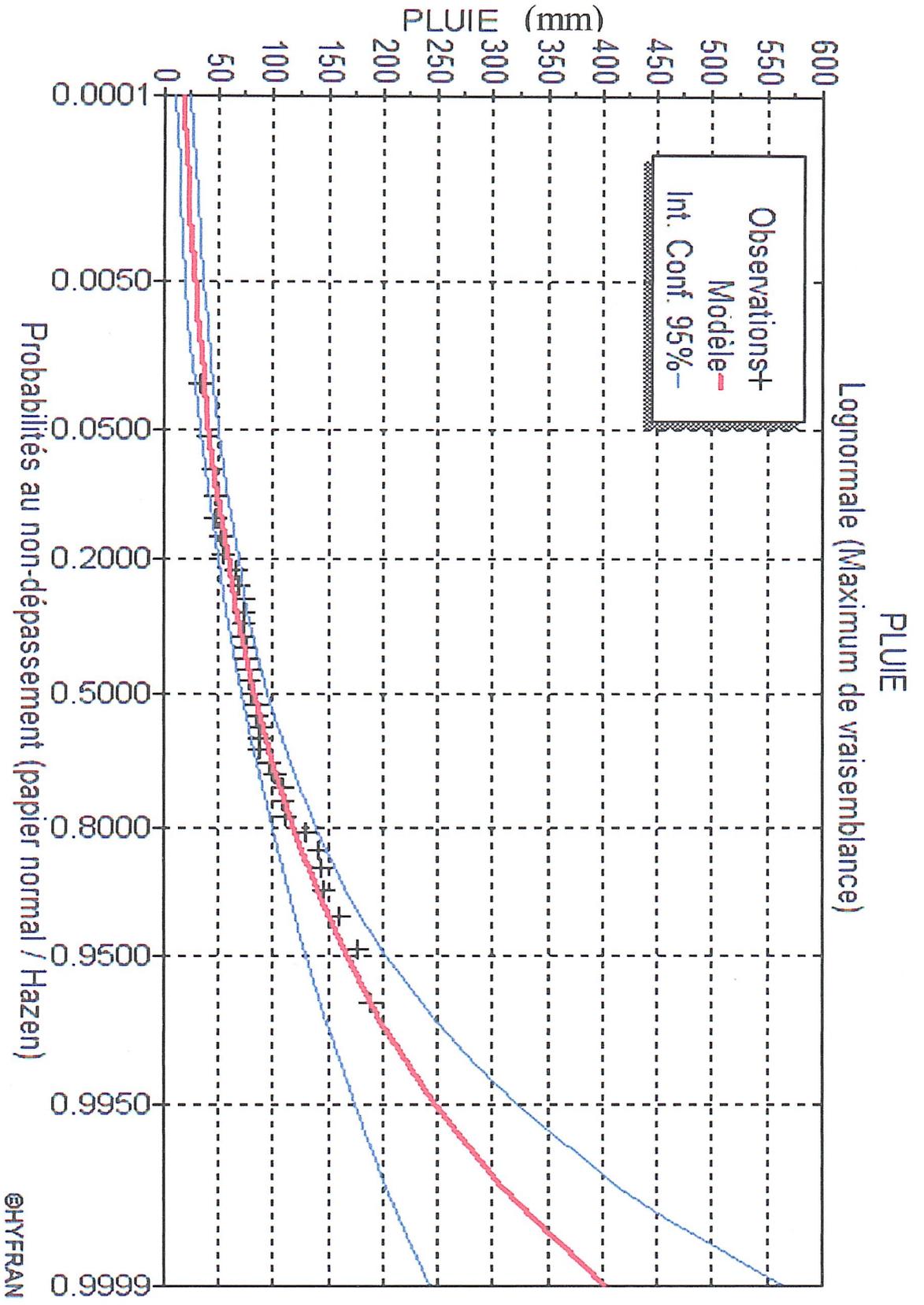


Figure III.21 : Ajustement à la loi Lognormal (Hyfran).

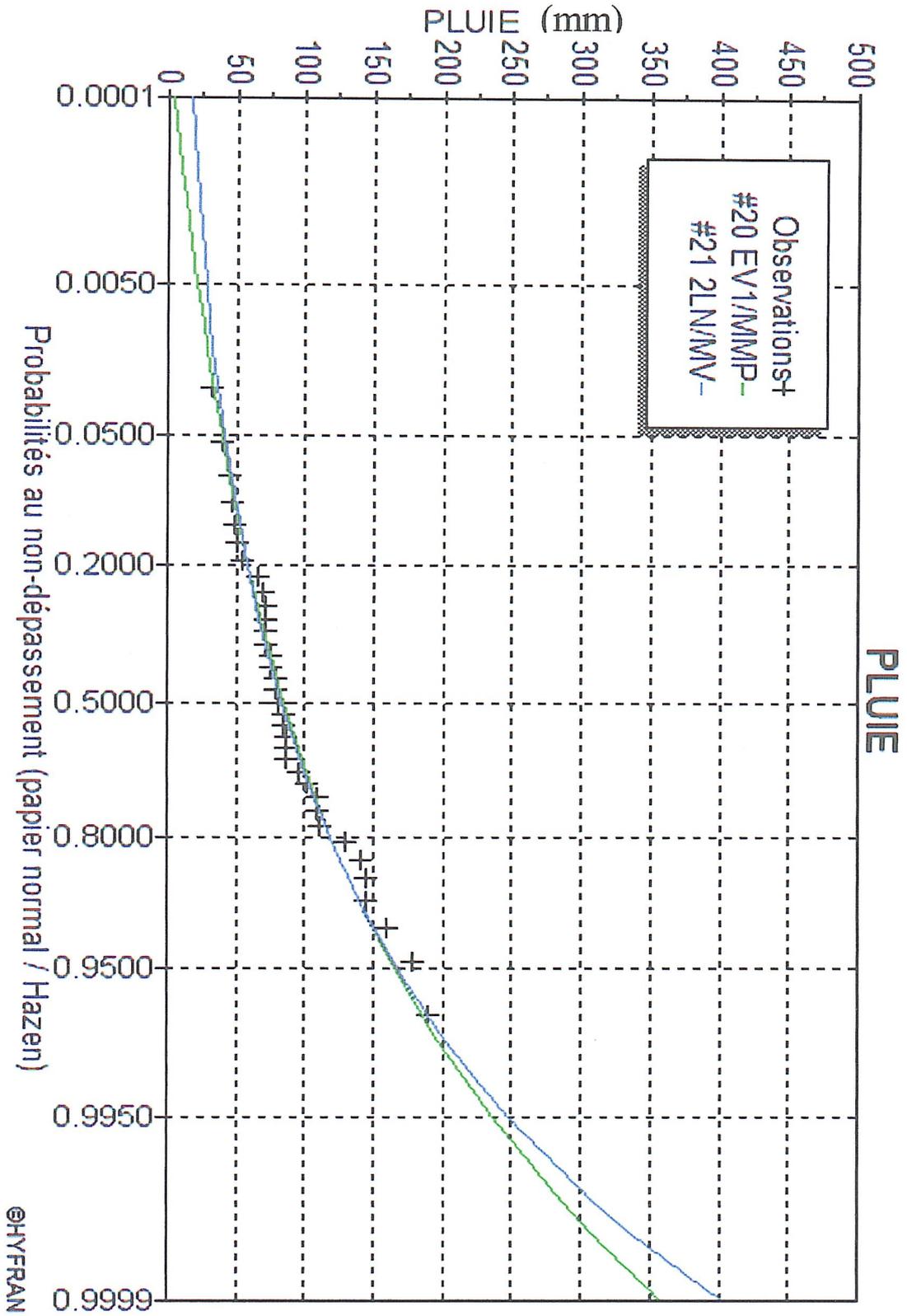


Figure III.22 : Comparaison des ajustements

**Analyse :**

On constate que les droites d'ajustement des deux lois : *Gumbel* et *Log normal*, sont bien ajustées par rapport aux nuages de points expérimentaux, et afin d'opter pour l'utilisation d'une loi on a fait une corrélation entre les valeurs expérimentales et théoriques de chaque loi, et notre choix c'est porté sur la *loi de Gumbel*.

**2.3 Pluies de courte durée :**

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

$$P_{tc} = P_{\max j} \left( \frac{t}{24} \right)^b \tag{III.56}$$

t : durée de l'averse

b : exposant climatique,  $b = 0,36$  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 :

$$I_t = \frac{P_{ct}}{t} \tag{III.57}$$

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

Les précipitations et les intensités maximales pour différentes durées sont représentées au tableau suivant :

P<sub>ct</sub> : Pluies de courte durée (mm).

I : Intensité maximale (mm/h).

**Tableau III.39: Pluies et intensités maximales de durée t (h) et de période retour**

Période de retour (ans)	1000		200		100		50		20		10		5		3	
	P <sub>ct</sub>	I <sub>t</sub>														
0,25	55	221	46	183	42	166	37	149	32	127	27	110	23	92	19	77
0,50	71	142	59	117	53	107	48	96	41	81	35	70	30	59	25	50
1	91	91	75	75	68	68	61	61	52	52	45	45	38	38	32	32
2	117	58	96	48	88	44	79	39	67	34	58	29	49	24	41	20
3	135	45	112	37	102	34	91	30	78	26	67	22	56	19	47	16
4	150	38	124	31	113	28	101	25	86	22	74	19	62	16	52	13
6	174	29	143	24	131	22	117	20	100	17	86	14	72	12	61	10
8	193	24	159	20	145	18	130	16	110	14	96	12	80	10	67	8
10	209	21	172	17	157	16	141	14	120	12	104	10	87	9	73	7
12	223	19	184	15	168	14	150	13	128	11	111	9	93	8	78	6
15	241	16	199	13	182	12	163	11	138	9	120	8	100	7	84	6
18	258	14	213	12	194	11	174	10	148	8	128	7	107	6	90	5
21	273	13	225	11	205	10	184	9	156	7	135	6	113	5	95	5
24	286	12	236	10	215	9	193	8	164	7	142	6	119	5	100	4

## - Etude Hydrologique -

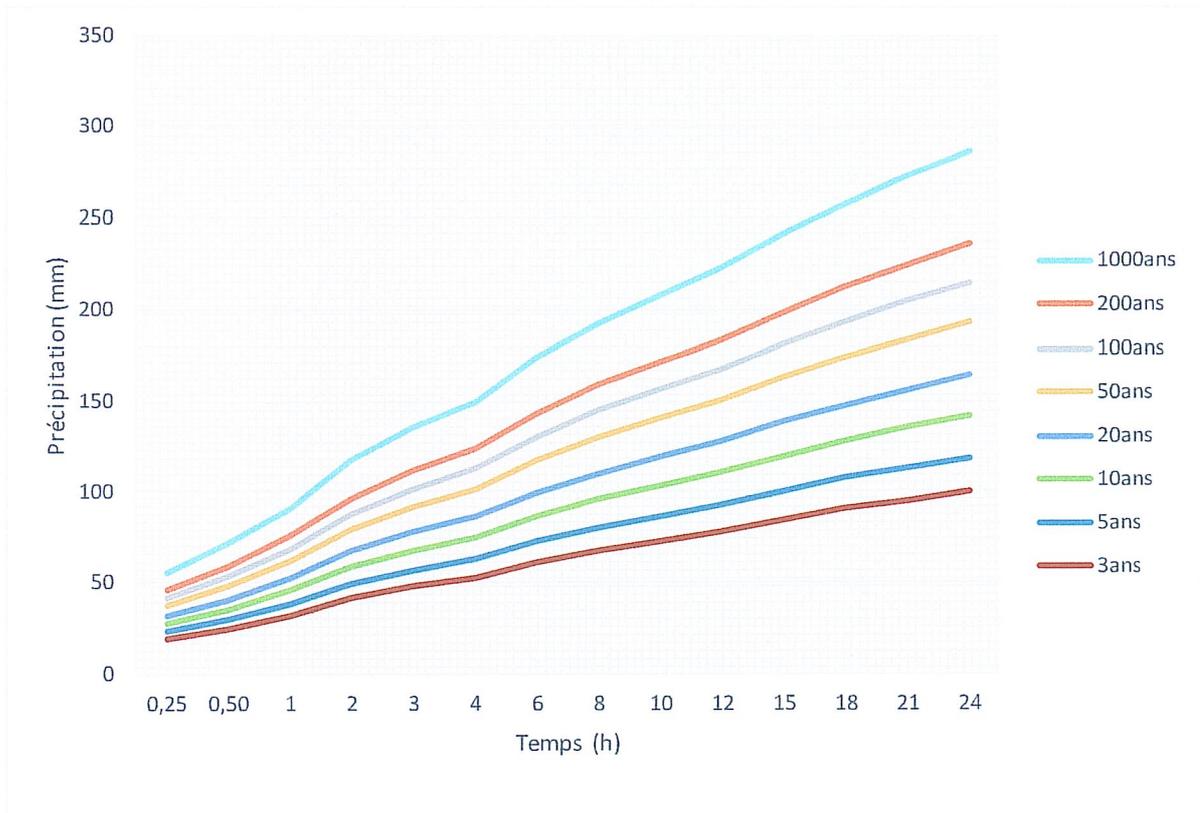


Figure 23 : Courbes des pluies de courte durée fréquentielle.

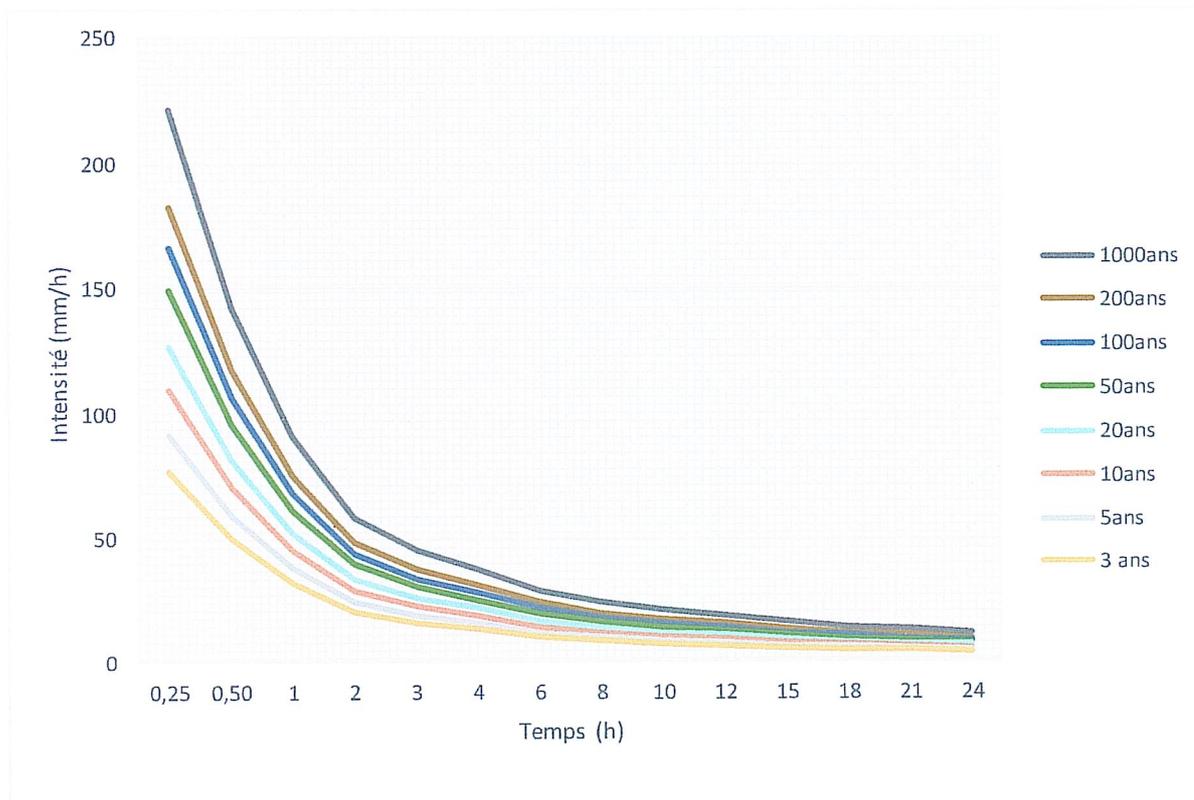


Figure 24 : Courbes des Intensités fréquentielle

### 3. Apports :

#### 3.1 Les Apports liquides :

##### 3.1.1 L'Apport moyen interannuel :

Comme nous l'avons déjà expliqué, les données hydrométriques représentatives ne sont pas disponibles dans la région, c'est pour cela que l'apport moyen inter annuel sera estimé par l'utilisation des formules empiriques suivantes :

##### a). Formule de SAMIE :

$$A_0 = L_e \cdot S \quad (\text{III.58})$$

$$L_e = P^2 (293 - 2.2\sqrt{S}) \quad (\text{III.59})$$

$L_e$  : lame d'eau écoulée [mm].

$P$  : précipitation moyenne annuel [mm].

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

##### b). Formule de DERIE II :

$$A = 0.513 \cdot P^{-2.683} \cdot Dd \cdot S^{0.842} \quad (\text{III.60})$$

$A$  : apport moyen interannuel [hm<sup>3</sup>].

$P$  : précipitation moyenne [m].

$S$  : superficie [Km<sup>2</sup>].

##### c). Formule de MEDINGER :

$$L_e = 1.024(P - 0.26)^2 \quad (\text{III.61})$$

$$A = L_e \cdot S \quad (\text{III.62})$$

$P$  : précipitation moyenne annuel [m].

$L_e$  : lame d'eau écoulée [mm].

##### d). Formule de CHAUMONT :

Cette relation donne le coefficient de ruissellement par la relation suivante :

$$C_e = 0.6(1 - 10^{-0.36P^2}) \quad (\text{III.63})$$

$P$  : précipitation moyenne (m).

La lame d'eau écoulée est donnée par la relation :

$$L_e = P \cdot C_e \quad (\text{III.64})$$

$$A = L_e \cdot S \quad (\text{III.65})$$

##### e). Formule de l'ANRH :

L'apport moyen interannuel est donnée par:

$$A_0 = 0.915 \cdot \bar{P}^{2.684} \cdot S^{0.842} \quad (\text{III.66})$$

$P$  : précipitation moyenne [m].

$S$  : superficie [Km<sup>2</sup>].

Les résultats des apports moyens interannuels dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.40 : Résultats des apports moyens interannuels

sous bassin	Apport (Mm <sup>3</sup> )				totale
	SB1	SB2	SB3	SB4	
<i>P<sub>moy, an</sub> (mm)</i>	340,6	340,6	340,6	340,6	340,6
<i>S (km<sup>2</sup>)</i>	2,86	5,33	5,99	2,46	16,64
<i>ANRH</i>	0,1231	0,2080	0,2295	0,1085	0,5424
<i>MEDINGER</i>	0,0190	0,0355	0,0399	0,0164	0,1108
<i>SAMIE</i>	0,0960	0,1781	0,1999	0,0827	0,5484
<i>CHAUMONT</i>	0,0536	0,0999	0,1123	0,0461	0,3119
<i>DERIE II</i>	0,1576	0,2662	0,2936	0,1388	0,6941
<i>Moyenne</i>	0,0899	0,1575	0,1750	0,0785	0,4415

On prend les valeurs de la formule de l'ANRH car ses valeurs sont les plus proches aux valeurs moyennes entre les 5 formules empiriques, que ce soit au niveau des sous bassin ou de la surface totale.

### 3.1.2 Caractéristiques de l'écoulement :

#### a) Module de l'écoulement : $M_e$

Il est donné par la formule : 
$$M_e = \frac{A_0}{T} \quad \text{(III.67)}$$

$A_0$  : Apport moyen annuel [litres].

$T$  : Temps d'une année en [secondes] " $T = 31.536.10^6$  secondes".

#### b) Module de l'écoulement relatif ou spécifique : $M_0$

Il est donné par la formule : 
$$M_0 = \frac{M_e}{S} \quad \text{(III.68)}$$

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

$S$  : Superficie du bassin [Km<sup>2</sup>].

#### c) lame d'eau écoulée : $L_e$

On a : 
$$L_e = \frac{A_0}{S} \quad \text{(III.69)}$$

$A_0$  : Apport moyen annuel [litres].

$S$  : Superficie du bassin.

#### d) Coefficient de l'écoulement : $C_e$

Il est donné par : 
$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} \quad \text{(III.70)}$$

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

$L_e$  : lame d'eau écoulée en [mm].

#### e) Coefficient de variation (Cv)

pour le calcul du coeff d'une série d'observation. On doit utiliser les formules empiriques, qui sont comme suite :

**a). Formule de SOKOLOVSKY :**

$$C_v = a - 0.063 \cdot \log_{10}(S + 1) \quad (\text{III.71})$$

$$a = 0.78 - 0.29 \cdot \log_{10}(M_0) \quad (\text{III.72})$$

**b). Formule de KRISTEKLY MENKEL:**

$$C_v = 0.83 / (S^{0.06} \cdot M_0^{0.27}) \quad (\text{III.73})$$

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

**c). Formule d'OURKGUIPROVODKHOZ :**

$$C_v = \frac{0.7}{M_0^{-0.127}} \quad (\text{III.75})$$

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

**d). Formule de L'ANTONOV:**

$$C_v = \frac{0.7}{(S + 1000)^{0.097}} \quad (\text{III.76})$$

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

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

**Tableau.III.41: Les caractéristiques de l'écoulement**

Sous Bassin	S (km <sup>2</sup> )	A <sub>0</sub> (Mm <sup>3</sup> )	Me (l/s)	M <sub>0</sub> (l/s.km <sup>2</sup> )	Le (mm)	Ce	Cv			
							SOKOLOVSKY	KRISTEKLY MENKEL	OURKGUIPROVODKHOZ	ANTONOV
SB1	2,86	0,12	3,90	1,37	43,05	0,13	0,70	0,72	0,73	0,36
SB2	5,33	0,21	6,60	1,24	39,02	0,11	0,70	0,71	0,72	0,36
SB3	5,99	0,23	7,28	1,21	38,31	0,11	0,70	0,71	0,72	0,36
SB4	2,46	0,11	3,44	1,40	44,09	0,13	0,70	0,72	0,73	0,36
Totale	16,64	0,54	17,20	1,03	32,60	0,10	0,70	0,69	0,70	0,36

On prend la valeur calculée par la formule de **SOKOLOVSKY** puisque elle donne la même valeur que ce soit pour les sous bassin ou le bassin en entier et ces valeur sont proches des valeurs moyennes.

**3.2 Apports solides :**

Le manque de données de mesure du transport solide dans la région d'étude nous ramène à accepter toute méthode empirique, qui nous permet d'estimer l'ordre de grandeur acceptable de l'écoulement solide et l'évaluation du transport solide qui permet de connaître le degré d'érosion du bassin versant, qui sont comme suite :

**a). Formule de TIXERONT :**

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

**- Etude Hydrologique -**

**a). Formule de TIXERONT :**

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

$$E_s = a.L_e^{0.15} \tag{III.77}$$

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

$L_e$  : lame d'eau ruisselée en (mm),

$a$  : coefficient empirique (varie en fonction de la perméabilité du terrain de bassin versant)

*Tableau. III.42 :  $\alpha$  en fonction de la perméabilité*

$\alpha$	Degrés de perméabilité
8.5	Élevée
75	Moyenne
350	Moyenne faible
1400	Faible
3200	Imperméabilité

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments :  $\gamma=1.4$  T/m<sup>3</sup>.

$$V_s = \frac{E_s \cdot S}{\gamma} \tag{III.78}$$

**b). Formule de FOURNIER :**

FOURNIER a mis en évidence une formule permettant la détermination du taux d'abrasion par an et par unité de surface.

Cette formule tient compte des indices pluviométriques et orographiques (relief) du bassin versant.

$$Ta = \frac{1}{36} \times \left[ \frac{P_{m,max}}{P_{an}} \right]^{2.65} \times \left[ \frac{h^2}{S} \right]^{0.46} \tag{III.79}$$

$P_{m,max}$  : pluie mensuelle moyenne du mois le plus pluvieux [mm].

$P_{an}$  : pluie moyenne annuelle [mm].

$S$  : surface du bassin versant en [Km<sup>2</sup>].

$H$  : 45% de la différence des altitudes max et min [m].

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

*Tableau. III.43 : Les apports solides*

sous bassin	Surface (km <sup>2</sup> )	Le (mm)	Es (t/km <sup>2</sup> /ans)	Ta (t/km <sup>2</sup> /ans)	Tixeront (m <sup>3</sup> /ans)	Fournier (m <sup>3</sup> /ans)
SB1	2,860	43,054	219,792	944,570	449,005	29048,52
SB2	5,330	39,021	216,573	506,842	824,526	14126,86
SB3	5,990	38,308	215,975	450,997	924,065	12340,58
SB4	2,460	44,092	220,579	488,070	387,588	15371,29
<b>Totale</b>	<b>16,640</b>	<b>32,597</b>	<b>210,808</b>	<b>162,348</b>	<b>2505,605</b>	<b>3780,07</b>

On prend la valeur moyenne entre les deux formules :  $V_s = 3142,8375$  (m<sup>3</sup>/ans).

#### **4. Etude de crues :**

##### **4.1 Différentes méthodes d'évaluation des crues :**

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

Nous rappelons ci-dessous les différentes méthodes de calcul des crues.

##### **a). Méthodes historiques :**

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

##### **b). Méthodes empiriques :**

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

##### **c). Courbes enveloppes :**

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

##### **d). Méthodes probabilistes :**

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

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

##### **e). Méthodes déterministes :**

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

##### **f). Méthode de l'hydro gramme unitaire :**

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

##### **Dans notre étude on va utiliser les méthodes empiriques :**

Car en vue des données dont nous disposons, et les conditions de la région d'étude ce sont les plus adéquates à être utilisées.

**4.2 Choix de la méthode (application sur les bassins versants) :**

Partant des données morphologiques et pluviométriques existantes une évaluation des débits de pointes des crues sera faite à partir des six formules empiriques suivantes :

**1. Formule de Giandotti :**

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

$$Q_{max, p\%} = \frac{C.S.(H_{moy} - H_{min})^{1/2}}{4.S^{1/2} + 1,5.L} \quad (III.80)$$

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

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

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

L : longueur du cours d'eau principale en km,

C : Coefficient topographique variant entre 0.066 et 0.166.

**2. Formule de Turazza :**

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

$$Q_{max, p\%} = \frac{C.i_{tc\%} \cdot A}{3.6} \quad (III.81)$$

A : Surface du bassin versant.

i<sub>tc%</sub> : Intensité de la pluie de fréquence (P%) pour une durée égale au temps de concentration.

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

*Tableau. III.44 : Valeurs de coefficient de ruissellement C*

Fréquence (%)	1	2	5	10	20	50
Période de Retour	100	50	20	10	5	2
C	0.8	0.75	0.70	0.65	0.60	0.50

**3. Formule de Sokolovski :**

Le débit maximum probable est donné par la formule suivante :

$$Q_{max, p\%} = 0,28 \cdot \frac{P_{tc\%} \cdot C_e \cdot S \cdot f}{t_m = t_c} \quad (III.82)$$

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

T<sub>c</sub> : Temps de concentration du bassin versant en h.

P<sub>tc%</sub> : précipitation en mm de probabilité p% correspondant à un temps t<sub>c</sub> = 23,085.

C<sub>e</sub> : Coefficient de ruissellement en fonction de la fréquence (donné par le tableau n=22).

0.28 : coefficient de changement d'unité.

f : Coefficient de forme de la crue, peut être calculé par la formule :

Pour :

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

Des petits bassins non boisé et sol peu perméable, on a :  $\gamma = 2 \div 2.5$

Bassin boisé et sol perméable, on a :  $\gamma = 3 \div 4$

Sachant que nos deux bassins versant ont une surface inférieure à 50 Km<sup>2</sup> on prend.

$$\text{Alors : } f = \frac{12}{4 + 3\gamma} = 1.2 \quad (\text{III.84})$$

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

#### 4. Formule de Mallet Gauthier :

$$Q_{\max, p\%} = \frac{2 * K * \log(1 + A * P) * S * \sqrt{1 + 4 \log T - \log S}}{\sqrt{L_p}} \quad (\text{III.85})$$

S : superficie du Bassin versant, (Km<sup>2</sup>).

P : pluie moyenne annuelle en (m).

A : Coefficient régionale.

K : Constante du bassin Varie entre 1 et 3, (K=2).

T : période de retour en années.

L<sub>p</sub> : longueur du talweg principale en (km).

#### 5. Formule de Possenti :

$$Q_{\max \%} = \frac{\mu * P_{\max jp\%} * S}{L_{cr}} \quad (\text{III.86})$$

L<sub>p</sub> : longueur du talweg principale en (km).

S : superficie du Bassin versant en (Km<sup>2</sup>).

$\mu$  : Coefficient compris entre 700-800, on prend 750.

p j max p% : pluie maximale journalière pour chaque fréquence (mm).

#### 6. La méthode rationnelle :

$$Q = C * I * A \quad (\text{III.87})$$

C : coefficient de ruissellement.

I : intensité de pluie en (mm/s) de fréquence donnée.

A : surface de bassin versant.

$$I\% = 0,278 \times \left(\frac{Pt\%}{Tc}\right) \quad (\text{III.88})$$

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

- Etude Hydrologique -

Tableau. III.45 : Débits de Crues estimés, par les formules empiriques pour différentes périodes de retour, dans les différents bassins versants

Période De Retour	1000				200				100				50				20				10				5				3				
	SB1	SB2	SB3	SB4																													
Sous Bassin	SB1	SB2	SB3	SB4																													
Longueur (km)	2,63	4,19	3,83	2,46	2,63	4,19	3,83	2,46	2,63	4,19	3,83	2,46	2,63	4,19	3,83	2,46	2,63	4,19	3,83	2,46	2,63	4,19	3,83	2,46	2,63	4,19	3,83	2,46	2,63	4,19	3,83	2,46	
C	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	
Surface (km <sup>2</sup> )	2,86	5,33	5,99	2,46	2,86	5,33	5,99	2,46	2,86	5,33	5,99	2,46	2,86	5,33	5,99	2,46	2,86	5,33	5,99	2,46	2,86	5,33	5,99	2,46	2,86	5,33	5,99	2,46	2,86	5,33	5,99	2,46	
H <sub>hour</sub> (m)	176	175	180	160	176	175	180	160	176	175	180	160	176	175	180	160	176	175	180	160	176	175	180	160	176	175	180	160	176	175	180	160	
H <sub>min</sub> (m)	130	130	130	130	130	130	130	130	130	130	130	130	130	130	130	130	130	130	130	130	130	130	130	130	130	130	130	130	130	130	130	130	
Le (km)	1,71	1,67	2,41	1,06	1,71	1,67	2,41	1,06	1,71	1,67	2,41	1,06	1,71	1,67	2,41	1,06	1,71	1,67	2,41	1,06	1,71	1,67	2,41	1,06	1,71	1,67	2,41	1,06	1,71	1,67	2,41	1,06	
C	0,90	0,90	0,90	0,90	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,70	0,70	0,70	0,70	0,65	0,65	0,65
Pluie (mm)	286	286	286	286	236	236	236	236	215	215	215	215	215	193	193	193	164	142	142	142	142	142	142	142	119	119	119	119	119	119	119	119	
P <sub>ic</sub> (mm)	12275	14827	13414	16353	10129	12235	11069	13494	9228	11156	10094	12293	8284	10006	9052	11056	7039	8502	7692	9377	6095	7362	6660	8119	5108	6169	5581	6804	4292	5184	4690	5718	
T <sub>c</sub> (h)	2,29	3,87	2,93	5,08	2,29	3,87	2,93	5,08	2,29	3,87	2,93	5,08	2,29	3,87	2,93	5,08	2,29	3,87	2,93	5,08	2,29	3,87	2,93	5,08	2,29	3,87	2,93	5,08	2,29	3,87	2,93	5,08	
L <sub>max</sub> (mm/h)	12	12	12	12	10	10	10	10	9	9	9	9	8	8	8	8	7	7	7	7	6	6	6	6	5	5	5	5	4	4	4	4	
Le (mm/h)	5,15	6,22	5,63	6,86	4,29	5,18	4,69	5,72	3,86	4,67	4,22	5,15	3,43	4,15	3,75	4,57	3,00	3,63	3,28	4,00	2,58	3,11	2,81	3,43	2,15	2,59	2,35	2,86	1,72	2,07	1,88	2,29	
I <sub>5</sub> (mm/s)	0,010	0,006	0,008	0,004	0,008	0,005	0,006	0,004	0,007	0,004	0,006	0,003	0,007	0,004	0,005	0,003	0,006	0,003	0,004	0,002	0,005	0,003	0,004	0,002	0,004	0,003	0,002	0,003	0,002	0,003	0,002	0,003	0,002
Giannotti	0,24	0,35	0,37	0,20	0,24	0,35	0,37	0,20	0,24	0,35	0,37	0,20	0,24	0,35	0,37	0,20	0,24	0,35	0,37	0,20	0,24	0,35	0,37	0,20	0,24	0,35	0,37	0,20	0,24	0,35	0,37	0,20	
Turazza	1,02	2,30	2,34	1,17	0,81	1,81	1,84	0,92	0,68	1,34	1,36	0,78	0,57	1,28	1,30	0,65	0,46	1,04	1,06	0,53	0,37	0,83	0,85	0,42	0,28	0,64	0,64	0,55	0,33	0,19	0,43	0,43	
Sokolovski	12,88	17,15	23,04	6,65	10,04	13,17	17,95	5,18	8,61	11,46	15,39	4,44	7,24	9,65	12,95	3,74	5,74	7,65	10,27	2,97	4,62	6,15	8,26	2,39	3,57	4,76	6,39	1,85	2,50	3,33	4,47	1,29	
Méillet Gauthier	22,30	32,58	38,21	19,89	19,66	28,63	33,56	17,55	18,41	26,75	31,34	16,43	17,06	24,72	28,96	15,24	15,10	21,76	25,46	13,50	13,42	19,22	22,46	12,02	11,51	16,29	18,99	10,34	9,86	13,73	15,96	8,89	
Passerit	358,7	68460	53413	49780	29004	56492	43995	41077	26969	51468	40078	37422	24240	46199	35977	33559	20572	39257	30571	26545	17812	33991	26470	24716	14927	28485	22183	20713	12544	23997	18641	17406	
Rationnelle	19,31	21,29	31,61	7,49	15,93	17,57	26,08	6,18	14,51	16,01	23,76	5,63	13,03	14,37	21,33	5,05	11,07	12,21	18,12	4,29	9,59	10,57	15,69	3,72	8,03	8,86	13,15	3,12	6,75	7,44	11,05	2,62	

Tableau. III.46 : Débits de crues total dans le bassin versant.

Période de Retour (ans)	1000	200	100	50	20	10	5	3
Formule (m <sup>3</sup> /s)								
Giandotti	1,16	1,16	1,16	1,16	1,16	1,16	1,16	1,16
Turazza	6,84	5,38	4,56	3,80	3,10	2,47	1,90	1,27
Sokolovski	59,72	46,54	39,91	33,58	26,63	21,41	16,57	11,60
Mallet-Gautier	112,98	99,39	92,93	85,98	75,83	67,13	57,12	48,44
Possenti	2074,29	1711,65	1559,35	1399,79	1189,45	1029,89	863,08	725,28
Rationnelle	79,69	65,76	59,91	53,78	45,70	39,57	33,16	27,86

**4.3 Estimation des Volumes des crues :**

Les volumes des crues maximales pour un temps de retour donné sont calculés à l'aide de la formule suivante :

$$V_{\max\%} = (Q_{\max\%} \times T_c) / F \text{ (m}^3\text{)} \tag{III.89}$$

Q<sub>max %</sub> : Débit de crue maximale pour une fréquence donnée (m<sup>3</sup>/s),

T<sub>c</sub> : Temps de concentration (s),

F : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue (en prend F= 1).

Les volumes des crues maximales pour les différentes périodes de retour sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau. III.47 : Débits de crues total dans le bassin versant.

Période de Retour (ans)	1000	200	100	50	20	10	5	3
Formule (m <sup>3</sup> /s)								
Giandotti	14783	14783	14783	14783	14783	14783	14783	14783
Turazza	87169	68563	58113	48427	39506	31478	24214	16185
Sokolovski	761072	593106	508613	427944	339373	272849	211168	147830
Mallet-Gautier	1439817	1266626	1184300	1095729	966378	855505	727937	617319
Possenti	26434752	21813268	19872356	17838924	15158351	13124918	10999092	9242968
Rationnelle	1015569	838045	763493	685372	582401	504280	422591	355048

**4.4 Hydrogrammes des crues :**

La schématisation géométrique proposée par Sokolovski pour le tracé des hydrogrammes de crues permet de pallier l'absence de stations de mesures hydrométriques ;

Cet auteur donne à l'hydrogramme de crue la forme d'une courbe fermée par deux paraboles jointes au sommet dont les équations sont les suivantes :

Equation de la courbe de la montée de crue :

$$Q_t = Q_{\max} \left( \frac{t}{t_m} \right)^n \tag{III.89}$$

Q<sub>t</sub>: Débit à l'instant t en heures après le début de la crue (m<sup>3</sup>/s),

## - Etude Hydrologique -

$Q_{\max}$  : Débit maximal de la crue ( $m^3/s$ ),

$t_m$  : Temps de montée de la crue en heures, l'auteur préconise pour les petits bassins.

( $t_m = t_c$ ).

$n$  : Exposant de la parabole, pour les crues pluviales ( $n = 3$ ).

Equation de la courbe de décrue :

$$Q_{(t')} = Q_{\max} \left( \frac{t_d - t'}{t_d} \right)^m \quad (III.90)$$

$Q(t')$  : Débit à l'instant  $t'$  en heures, après la pointe de la crue ( $m^3/s$ ),

$t_d$  : Durée de la décrue en heures.  $t_d = \delta \times t_c$ , ( $t_m = T_c$ ), prend  $\delta = 2$  donc :  $t_d = 2 \times t_m$ .

$m$  : Exposant de la parabole pour les crues pluviales,  $m = 2$ .

Le détail des calculs est reporté dans les tableaux présents en annexe :

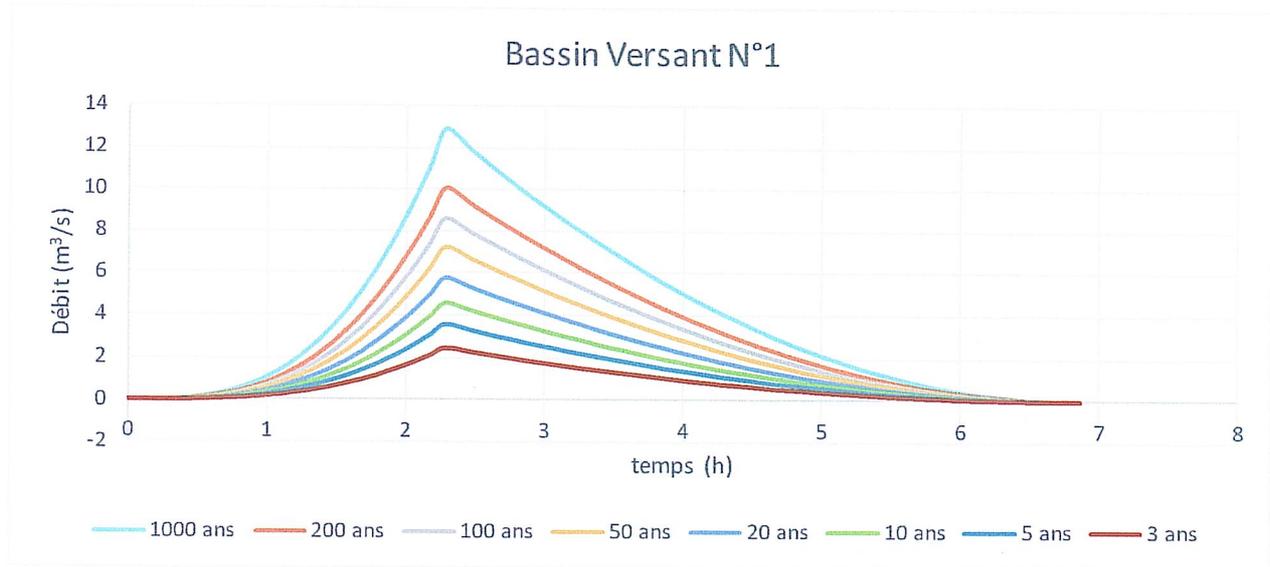


Figure 25 : les Hydrogrammes de crues pour le SB1

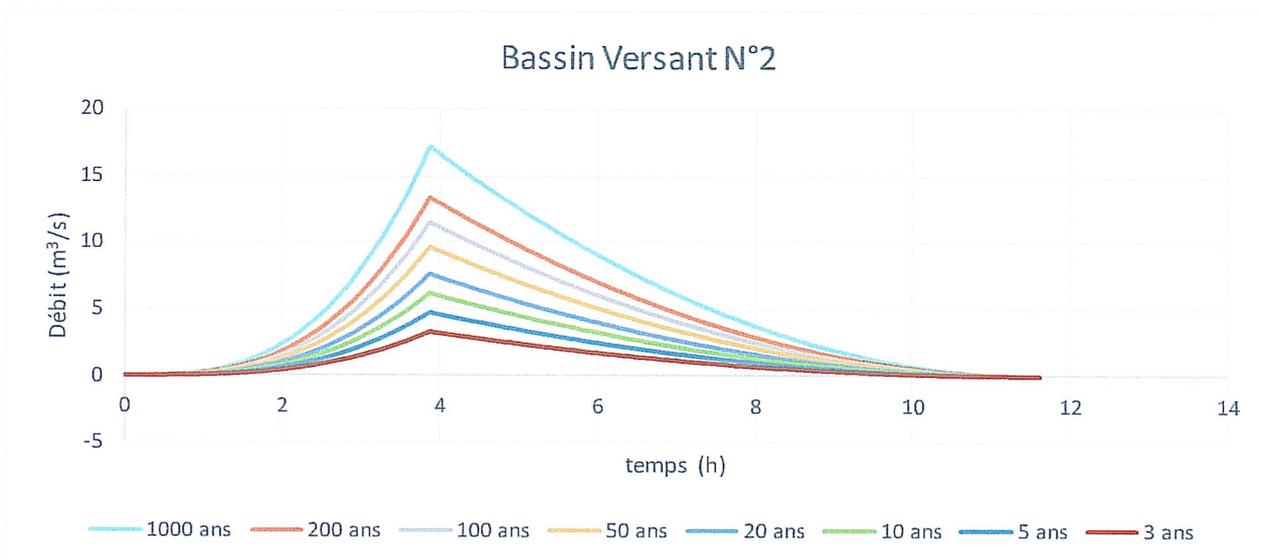


Figure 26 : les Hydrogrammes de crues pour le SB2

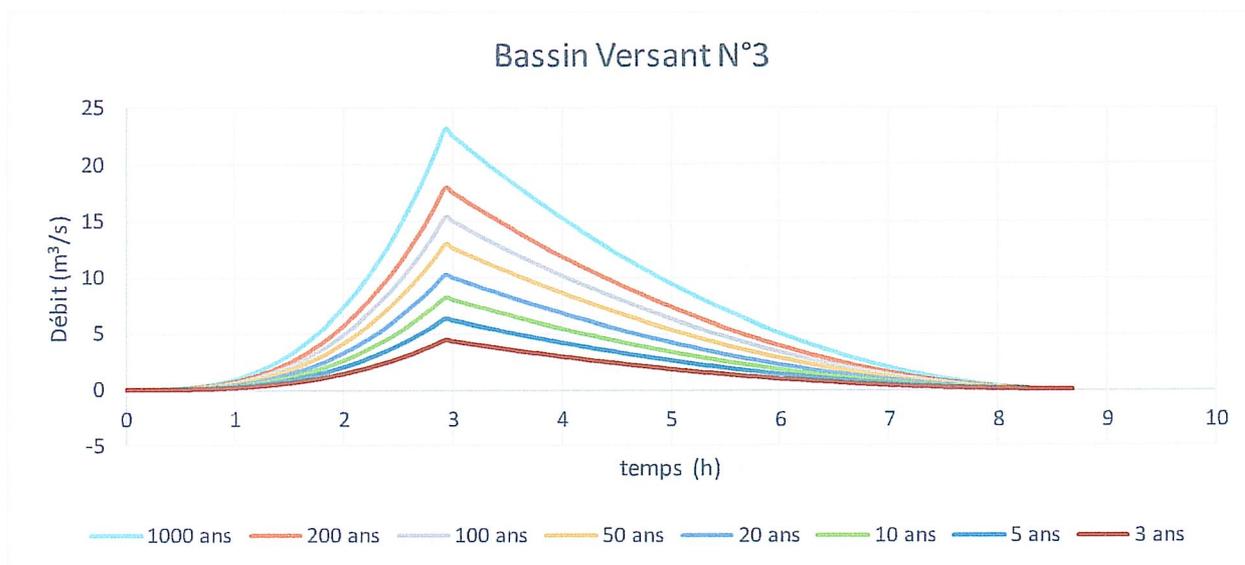


Figure 27 : les Hydrogrammes de crues pour le SB3

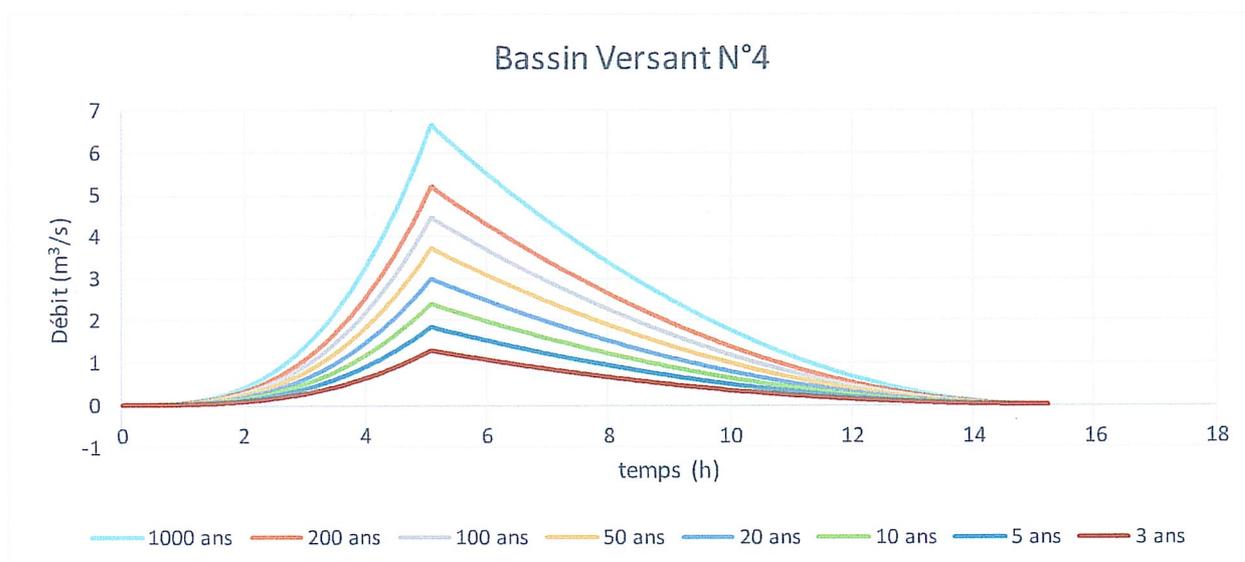


Figure 28 : les Hydrogrammes de crues pour le SB4

### 5. Choix de la Loi et de la fréquence de calcul :

D'après les résultats obtenus par les différentes méthodes de calcul de débit de crues, on adopte celle de *Sokolovski*, vu sa vaste utilisation et fiabilité dans les pays du bassin méditerranéen. Celle-ci tient compte de plusieurs paramètres caractérisant le bassin versant (la pluie fréquentielle qui correspond au temps de concentration, le coefficient de ruissellement, la surface du bassin versant, la forme de la crue et du temps de montée de la crue), et pour un période de Retour de 50 ans.

Tableau. III.48 : Récapitulatif de la variante choisie.

Période de retour (ans)	Sous bassin	BV1	BV2	BV3	BV4	Total
50	Surface (km <sup>2</sup> )	2,86	5,33	5,99	2,46	16,6
	Débit (m <sup>3</sup> /s)	7,24	9,65	12,95	3,74	33,58

**Conclusion :**

En Algérie, on utilise des fréquences égales ou inférieures à la centennale pour l'ensemble des infrastructures hydrauliques, en dehors des barrages dont les évacuateurs de crues sont dimensionnés pour la millénaire ou déca-millénaire. Cet usage reste insuffisant et imprécis et l'absence de réglementation en la matière, les critères de choix d'une fréquence de crue diffèrent d'un pays à l'autre, et Le facteur économique demeure déterminant dans le choix de la fréquence: ainsi plus un ouvrage hydraulique est important et la zone à protéger dense en population et en équipements, plus la fréquence des crues considérée est rare et les protections onéreuses.

On ne recherche donc pas une protection absolue, mais plutôt une protection contre des crues de fréquences déterminées.

A titre d'exemples :

- Aux USA, on utilise 40 à 100% du débit maximal probable PMF (probable maximal flood) qui résulte d'une PMP (Précipitation maximale Probable) en fonction de l'importance de l'aménagement.
- Dans l'ex. URSS, la fréquence dépend de la classification des ouvrages hydrauliques définie par une réglementation.
- En Suisse, les directives de l'OFEE (Office Fédéral de l'Economie de l'Eau) font intervenir d'autres considérations (les sites à protéger, les objectifs de protection, les dégâts et dangers attendus et les processus dommageables) et lorsque le débit de fréquence calculé est inférieur à une pointe de crue observée, c'est cette dernière qui prime.
- Au Canada, les périodes de récurrence communément utilisées dans les projets de diverses structures hydrauliques sont publiées par le comité national canadien d'hydraulique.
- En Grande Bretagne, c'est l'institution «of Civil Engineers» qui a défini des critères en rapport avec un risque associé à la durée de vie de l'aménagement.
- En France, c'est la fréquence décennale qui est recommandée dans les études des réseaux et ouvrages d'assainissement. Mais souvent, le gestionnaire recherche à déterminer la fréquence à laquelle le réseau déborde par endroits, en introduisant la notion de capacité globale d'un secteur, dans ce cas elle est souvent inférieure à la décennale (R. Bourrier, 1985).

Dans certains cas particuliers de constructions en contrebas qu'une fréquence plus sécurisante (vingtennale à cinquantenale) est prise en considération.

Comme on peut le constater, la définition des normes n'est pas si objective que cela, souvent ce sont les Etats par souci d'homogénéisation qui fixent des seuils presque de façon arbitraire.

Afin de rester dans une marge de sécurité acceptable, nous recommandons que l'aménagement retenu soit dimensionné pour une crue de **fréquence cinquantenale**.



# Chapitre IV : Calcul Hydraulique

**Introduction**

Pour les études d'assainissement, les périodes de retour retenues pour les calculs hydraulique sont les crues décennales et vingtennale, cependant dans notre cas et pour plus de sécurité nous allons considérer le débit de crue cinquantenale. Dans le présent chapitre nous allons procéder à l'établissement des variantes qui, techniquement, représentent des solutions pour les inondations de la zone d'étude, mais aussi à la détermination du choix optimum entre ces possibilités, et pour cela on va se baser sur l'aspect économique. En effet en introduisant le coût que pourrait engendré la réalisation de l'une d'entre elles (variantes), le champ des possibilité sera plus restreint et nous permettra de faire la sélection de la variante la plus technico-économiquement avantageuse et qui est unique.

**1. Description des aménagements existants :**

Le réseau d'eau pluviale est composé essentiellement de canaux maçonnés et de conduites en béton de diamètre allant de 1000 à 1250 mm.

Ce réseau permet la collecte et l'évacuation d'une majeure partie des eaux vers des zones naturelles d'accumulation formant ainsi des zone inondables temporaires et l'autre partie vers la galerie située à l'exutoire de l'ensemble des bassins versants afin d'être évacuer vers la mer.

Les caractéristiques du réseau existant sont données dans le tableau suivant :

*Tableau IV.1 : Caractéristiques du réseau des eaux pluviales*

Désignation	Du : Nœud N° -au : Nœud N°	Nature	Longueur (m)	Coef de rugosité	Forme
Canal N°01	45 – Cm3	maçonné	448.6	0.035	Rectangulaire
Canal N°02	Cm3 - Cm6	maçonné	454.1	0.035 et 0.0135	Rectangulaire + circulaire
Canal N°03	Cm5 - Cm6	maçonné	192.75	0.035 et 0.0135	Trapézoïdale + circulaire
Canal N°04	Cm6 - Cm10	maçonné	549.49	0.035	Trapézoïdale
Canal N°05	Cm7- Cm8	maçonné	117.3	0.035 et 0.0135	Trapézoïdale + circulaire
Canal N°06	Cm8 – Cm10	maçonné	409.36	0.035	Trapézoïdale
Canal N°07	567 – Cm10	maçonné	197.65	0.035	Trapézoïdale
Canal N°08	Cm10- Entrée galerie	maçonné	876.84	0.035 et 0.0135	Trapézoïdale + circulaire
Drain en terre	547 - 21	Terre	502.30	0.018	Trapézoïdale
Conduite	Orecep N°1- Cm12	Béton	338.8	0.0135	Circulaire

*Source : AFRICAN GEOSYSTEM COMPANY*

Le système d'eau pluviale existant ne peut évacuer au maximum qu'un débit de  $1\text{m}^3/\text{s}$ , alors que le débit maximum décennal est cependant supérieur à  $20\text{m}^3/\text{s}$ .

*(Description faite par le bureau d'étude AFRICAN GEOSYSTEM COMPANY – Juin 2012).*

**2 Etude de Variantes :**

**2.1 Variantes Proposées :**

Les variantes envisageables, qui peuvent constituer une solution optimale, sont :

- **Variante 1** : revoir tous le réseau existant pour en refaire le dimensionnement, et opter pour un système de refoulement qui acheminera les eaux pluviales vers la mer. **Variante 2** : évacuer la région en déplaçant la population vers des zones plus sûre en dehors de la cuvette, pour l'aménager et en faire une zone inondable périodiquement.
- **Variante 3** : détourner les cours d'eau à l'amont, de l'exutoire, ou du moins allonger leurs trajectoires pour augmenter le temps de concentration, et permettre au réseau existant d'évacuer les eaux.
- **Variante 4** : Concevoir des bassins de retenu (Bassins d'Orage) qui vont retenir les eaux avant qu'elles puissent atteindre l'exutoire.

**2.2 Avantages et Inconvénients des Variantes :**

variante	avantages	inconvénients
<b>Variante 1</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Eviter les contraintes liées au diagnostic.</li> <li>• Réseau neuf, adapté au données climatiques récentes.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Travaux onéreux.</li> <li>• Temps de réalisation long.</li> <li>• Nécessite des travaux supplémentaires.</li> <li>• Inadéquate, car le réseau en place est physiquement en bonne état.</li> <li>• Travaux de réalisation très couteux.</li> </ul>
<b>Variante 2</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Solution durable et très efficace.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Relève de l'ordre géopolitique et nécessite l'intervention d'autorités compétentes comme l'état.</li> <li>• Réalisation incertaine, et dépend des conditions sociologiques, éthiques et morales de la société.</li> <li>• Cout de la réalisation extrêmement cher vue qu'il faut déplacer la population</li> </ul>
<b>Variante 3</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Remédier au problème sans porter atteinte à la zone d'étude.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Mise en œuvre délicate et difficile vue que les terrains sont à vocations agricole et appartienne a des particulier.</li> </ul>
<b>Variante 4</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Les Travaux sont relativement simples.</li> <li>• Temps de réalisation court.</li> <li>• Coût du projet non onéreux.</li> <li>• Techniquement simple à réaliser.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Difficulté du choix du lieu d'implantation.</li> </ul>

### 2.3 Choix de la variante :

Après une étude sommaire des quatre variantes, on optera pour la *Variante 4* qui représente le choix le plus judicieux du point de vue technique, économique et contrainte réalisation, et cela en comparaison avec les trois autres variantes.

## 3. Généralité sur les Bassins de Rétention :

### 3.1 Cas Générale :

#### 3.1.1 Présentation :

Nous présentons dans ce qui suit les bassins de rétention stricts. Par conséquent, leur dimensionnements se fera sans prendre en compte une éventuelle infiltration des eaux collectées. Ils sont destinés à contenir le surplus d'eaux de pluie et de ruissellement généré par l'urbanisation ou l'aménagement d'un site en fonction d'un débit d'évacuation régulé vers un exutoire, exutoire pouvant être le réseau public, le milieu hydraulique superficiel ou un système d'infiltration. Ils ont un rôle d'étalement, d'écrêtement des eaux pluviales. Ils sont principalement constitués par trois parties : un ouvrage d'alimentation, une zone de stockage et un ouvrage de régulation (garantissant le débit de fuite).

#### 3.1.2 Avantages :

- Bonne intégration paysagère possible.
- Réduction des débits de pointe à l'exutoire.
- Dépollution efficace des eaux pluviales par décantation des particules.
- Conception accompagnée d'une méthode normalisée de dimensionnement.
- Bon retour d'expérience facilitant la conception et l'exploitation.

#### 3.1.3 Inconvénients :

- Les bassins de rétention peuvent avoir une importante emprise foncière.
- La fréquence d'entretien va varier selon le type de bassin, selon sa capacité et la qualité des eaux pluviales retenues.
- Dépôts de boues de décantation qu'il faut évacuer lorsque leur quantité induit une modification du volume utile de rétention. Cependant, la formation de ce dépôt prend beaucoup de temps car les volumes générés sont très faibles.
- Dépôts de flottants. Dépend de la nature des eaux retenues dans le bassin et de la présence ou non d'un système de « dégrillage » en amont.

#### 3.1.4 Conditions et Domaine d'utilisation :

Les bassins de rétention sont des ouvrages surtout adaptés aux milieux péri-urbains ou ruraux compte tenu de la surface foncière nécessaire. Afin de réduire l'impact financier que cela représente, on cherchera à lui conférer une utilisation plurifonctionnelle (aire de jeu, de détente, ...).

Durant la phase de conception, on s'assurera que les paramètres suivant soient respectés :

- la vidange des eaux du bassin de rétention, doit être effectuée dans un laps de temps «respectable» pour que le bassin puisse être fonctionnel lors d'évènements pluvieux

- afin d'assurer la sécurité des riverains, si cela s'avère nécessaire suivant la morphologie (pente des talus ou profondeur du bassin trop importante) et l'implantation du bassin, des solutions devront être mises en œuvre (clôtures, prévention, information sur le fonctionnement...), dès la mise en œuvre de l'ouvrage, l'accès permettant son entretien doit être fonctionnel.

Leur réalisation est très bien maîtrisée, mais doit faire l'objet d'une attention particulière quant aux aménagements nécessaires au bon fonctionnement de l'ouvrage.

La mise en œuvre d'ouvrages spécifiques au sein même ou en tête du bassin permettra d'éviter tous types de nuisances et de faciliter l'entretien. Un suivi sérieux et régulier en sera la garantie.

Même si l'ouvrage de stockage peut prendre diverses formes, lors de sa conception, sa morphologie ainsi que ses équipements (regard d'accès, rampe d'accès,...) doivent être pensés et prévus afin de faciliter l'exploitation et l'entretien du bassin.

Le mode d'alimentation du bassin va définir sa position et donner des indications sur les paramètres à contrôler lors de sa conception et de sa réalisation.

- 1) Alimentation par déversement : Le bassin est le point bas de l'opération. Il faut donc vérifier l'altimétrie de raccordement, la correspondance entre le fil d'eau de l'exutoire et le milieu récepteur (réseau public, milieu hydraulique superficiel,...).
- 2) Alimentation par mise en charge et débordement : Le bassin est un vase d'expansion du réseau pluvial. La profondeur du bassin n'est pas fonction du fil d'eau du réseau, mais du volume utile nécessaire et du point de collecte des eaux pluviales le plus bas. Afin d'empêcher tout débordement non désiré on s'assure (dans un cas comme dans l'autre) que le niveau des plus hautes eaux (niveau de surverse) atteint dans le bassin est inférieur au point de collecte des eaux de pluie et de ruissellement le plus bas (au niveau du terrain).
- 3) Alimentation par ruissellement directement des surfaces vers le bassin. Ce mode de fonctionnement ne peut être mis en œuvre que pour des petits bassins. Il permet de limiter, voire de supprimer le réseau pluvial classique.

### 3.1.5 Conception :

#### a) Collecte des eaux et alimentation :

La collecte des eaux pluviales en amont et l'alimentation du bassin sont réalisées par :

- 1) des canalisations,
- 2) un système de « dégrillage », de pièges à flottants,
- 3) une protection évitant toute intrusion dans les canalisations (type tête d'aqueduc de sécurité), des bouches d'injection,
- 4) un aménagement, un accompagnement des eaux afin d'éviter toute érosion prématurée (pour une alimentation par déversement, aménagement jusqu'au fil d'eau du bassin).

#### b) Structure du bassin :

- 1) mise en place d'un géotextile et/ou une géomembrane en fonction de la destination du bassin et du type d'eau retenue (possibilité de contamination, zone à « risques »).
- 2) pente des talus le plus faible possible (facilite l'entretien),
- 3) pour des pentes de talus importantes, privilégier le profil emboîté (marches d'escalier),
- 4) stabilisation des talus par végétalisation ou autre méthode (géogrilles, dispositifs antibatillage, enrochements, tunage, rondins, ...),
- 5) rampe d'accès jusqu'en fond de bassin pour assurer un entretien mécanique (passage suffisant et étudié en fonction du bassin et du type d'engin assurant l'entretien), #<sup>III</sup> systèmes de mise à l'air et clapet de décharge.

**c) Evacuation et « ré-essuyage » des eaux :**

L'évacuation de la totalité des eaux collectées est assurée par la mise en œuvre de :

1. système de drainage des eaux stockées au point bas (« ré-essuyage ») par noue, caniveau, cunette ou drain d'évacuation pour assurer l'absence d'eau stagnante après vidange,
2. faible pente en fond de bassin afin de rassembler les eaux vers le système de drainage.

*N.B :* pour des ouvrages destinés à être rétrocedés (intégrés dans le domaine public) on garantit le ré-essuyage des eaux par un ouvrage type caniveau, caniveau à grille, etc.

**d) Exutoire :**

L'exutoire est composé :

1. d'une protection évitant toute intrusion dans les canalisations (type tête d'aqueduc de sécurité),
2. d'un organe ou orifice de régulation.
3. d'une surverse de sécurité.

**e) Revêtements et aménagement du fond et des berges :**

L'aménagement du bassin peut être réalisé en végétalisant l'ouvrage ou par divers matériaux :

**Végétaux :**

1. gazon résistant à l'eau et à l'arrachement (Herbe des Bermudes, Pueraire hirsute, Pâturin des prés, Brome inerme, ...).
2. arbres et arbustes pouvant s'adapter à la présence plus ou moins abondante d'eau pour garantir une bonne stabilité.
3. végétaux dont le système racinaire permet une stabilisation du sol (pivotants, fasciculés ou charnus).

**Matériaux :**

1. béton.
2. géotextile.
3. géomembrane imperméable.
4. dalles bétonnées.

**3.2 Le bassin sec à ciel ouvert :****3.2.1 Présentation :**

Un bassin sec à ciel ouvert est situé au niveau du terrain naturel et se vidange complètement suite à l'épisode pluvieux. Le volume de stockage disponible est égal au volume utile du bassin. On en distingue deux principaux types :

**1-Bassin sec planté ou enherbé :**

- Le fond, à très faible pente, est habituellement constitué d'une prairie, d'un espace planté ou engazonné. L'intégration paysagère est donc le principal axe de valorisation.
- L'aménagement des berges et talus diffère selon la pente et la profondeur du bassin :
- *bassin ayant des talus de faible pente (<20-30%) ou à faible profondeur :* (entre 30 et 50 cm de hauteur d'eau au point le plus profond). Aucun aménagement particulier n'est

- *bassin ayant des talus de faible pente (<20-30%) ou à faible profondeur* : (entre 30 et 50 cm de hauteur d'eau au point le plus profond). Aucun aménagement particulier n'est à prévoir en dehors de ceux imposés par les éventuelles activités développées en son sein. On pourra intégrer l'aspect plurifonctionnel du bassin et l'ouvrir au public.
- *bassin ayant des talus pentus (>30%) ou une profondeur conséquente* : Le tout étant d'en assurer le maintien et la stabilité, il pourra être conseillé de réaliser les talus selon un profil emboîté (en marches d'escalier). Ils peuvent être, selon les cas, juste engazonnés, plantés d'arbres, arbustes ou de végétaux (ayant un système racinaire compatible : pivotant, fasciculé ou charnu), ou renforcés de matériaux stabilisants, dalles de béton-gazon, etc.

### **2-Bassin sec revêtu :**

- l'étanchéité du fond, des berges et talus est assurée par géomembrane, béton, enrobé, .... Ainsi, tout risque de contamination du sol par une pollution éventuelle est évité. Dans certains cas, cela peut éviter les contraintes d'entretien de la végétation (mais lui confère l'entretien d'un ouvrage de génie civil).
- Il est beaucoup moins esthétique (intégration paysagère très difficile, attention à l'aspect « bâche noire ») mais peut également trouver une valorisation plurifonctionnelle pour des fonds béton ou en enrobé (pistes de skate ou de roller, parkings de surface, cours d'école,...).

*N.B :* il est possible d'assurer l'étanchéité du bassin tout en le végétalisant (grâce à l'utilisation de géomembrane ou de système équivalent recouvert d'une couche de terre végétale).

### **3.2.2 Avantages :**

- Dépollution efficace des eaux pluviales par décantation des particules.
- Conservation d'espaces verts en zone urbaine.
- De part leur aspect plurifonctionnel les bassins secs ont une bonne intégration paysagère.
  - ❖ Bassin sec engazonné : espaces verts, aire de détente, terrains de jeux, etc.
  - ❖ Bassin sec revêtu : espaces de jeu, parkings de surface, etc.
- Entretien simple, tonte si c'est un bassin engazonné, balayage s'il s'agit d'un bassin revêtu, etc.
- Sensibilisation du public par visualisation directe du problème du traitement des eaux pluviales.

### **3.2.3 Inconvénients :**

- Importante emprise foncière la plupart du temps.
- Risques de nuisances olfactives (stagnation d'eau, putréfaction de végétaux,...) par défaut de réalisation ou manque d'entretien.

### **3.2.4 Conditions et domaine d'utilisation :**

Un travail poussé permettant d'assurer une intégration paysagère complète du bassin doit être pensé et inclus comme axe majeur de réflexion de l'aménagement ; intégration qui

permettra de transformer l'ouvrage hydraulique en *un élément à part entière* de l'opération. Pour cela, on cherche à lui donner une valeur paysagère tout en lui conférant (lorsque cela s'avère possible) de multiples autres usages (zone de détente, aire de jeu, ...).

Pour permettre la mise en œuvre d'un bassin plurifonctionnel et l'ouvrir au public, on assure :

- la mise en sécurité des personnes.
- une bonne information des riverains ou des usagers sur son fonctionnement.
- une signalétique adéquate.
- la mise en sécurité des équipements constitutifs de l'ouvrage.

L'alimentation en eau durant l'épisode pluvieux peut se faire :

- 1) par ruissellement direct.
- 2) par déversement du réseau pluvial (le bassin est le point bas du réseau).
- 3) par mise en charge et débordement du réseau. Evitant des apports d'eau de pluie et de ruissellement lors des pluies de faibles intensités.

Si le volume disponible au sein de l'ouvrage est supérieur au volume utile à stocker, le surplus peut être réutilisé (arrosage, réutilisations diverses, etc.).

### **3.3 Le bassin en eau :**

#### **3.3.1 Présentation :**

C'est un plan d'eau permanent dans lequel sont déversées les eaux de pluie et de ruissellement collectées au cours de l'épisode pluvieux. Le volume utile de rétention est le volume engendré par le marnage (variation du niveau).

Leur taille varie en fonction de leur utilité (usage plurifonctionnel) et du volume de rétention nécessaire. Elle peut varier de la petite mare en fond de jardin jusqu'au lac accueillant des activités nautiques. Leur dimension conditionnera le type d'utilisation et d'exploitation.

Quelque que soit leur taille, ils abriteront toujours un « écosystème » aquatique dont l'équilibre dépendra des variations de volume et de qualité dues aux apports pluviaux.

Les bassins en eau sont le plus souvent utilisés comme des plans d'eau permanents et paysagers susceptibles d'accueillir des activités variées en fonction de leur dimension :

- activités de loisir s'ils sont de grandes tailles (pêche, canotage, promenade,...).
- aspect paysagé s'ils sont de petites tailles.

Pour améliorer l'aspect paysager et garantir la stabilité des berges du bassin, il est recommandé de réaliser des berges végétalisées selon un profil emboîté.

#### **3.3.2 Avantages :**

- Dépollution efficace des eaux pluviales par décantation des particules.
- Très bonne intégration paysagère.
- Possibilité de recréer un écosystème.
- L'aménagement d'un plan d'eau déjà existant ne demande que peu d'investissement.
- Possibilité de conserver la totalité des eaux pluviales collectées.
- Possibilité de réutiliser les eaux de pluie.

#### **3.3.3 Inconvénients :**

- Importante emprise foncière la plupart du temps.

- Contraintes strictes sur la qualité des eaux collectées d'où la nécessité d'avoir un réseau séparatif strict, de mettre en œuvre un système dégrilleur en amont, voire un ouvrage de prétraitement.
- Risques de nuisances olfactives (stagnation d'eau, putréfaction de végétaux,...) par défaut de réalisation ou manque d'entretien.
- Assurer une gestion appropriée afin de prévenir l'eutrophisation du bassin (suppression des aérateurs), la prolifération de moustiques, de grenouilles, etc.

#### 3.3.4 Conditions et domaine d'utilisation :

L'alimentation en eau durant l'épisode pluvieux peut se faire :

- 1) par ruissellement direct,
- 2) par déversement du réseau pluvial (le bassin est le point bas du réseau).
- 3) par mise en charge et débordement du réseau. Evitant des apports d'eau de pluie et de ruissellement lors des pluies de faibles intensités.

Comme il a été indiqué ci-dessus (inconvenients de cette technique), la conception ainsi que la qualité des eaux rejetées conditionneront l'état du bassin ainsi que la fréquence de son entretien.

Des conditions favorables permettront :

- d'éviter des nuisances visuelles (déchets flottants suite à l'événement pluvieux),
- de faire s'accumuler le moins possible de boues de décantation,
- d'éviter une eutrophisation rapide avec l'apparition d'algues néfastes,
- d'éviter l'apparition de nuisances olfactives,
- de développer un écosystème, permettant de limiter la prolifération de moustiques, grenouilles, etc.

Ainsi, le maintien d'une hauteur minimale d'eau (de 1m à 1.5m) doit être garanti afin de limiter ou d'éviter le phénomène d'eutrophisation. Lorsque cela s'avère possible, on préfère une mise en contact avec les eaux de nappe, permettant une circulation, un renouvellement des eaux présentes dans le bassin, limitant ainsi les facteurs pénalisants et offrant une meilleure qualité.

Une étude hydrogéologique accompagnée d'un suivi de nappe permet de déterminer le niveau bas grâce à l'analyse de ses fluctuations. Ce niveau est fixé par le niveau dit de « basses eaux ».

Si l'étude révèle un sol favorable à l'infiltration, le bassin mis en œuvre sera considéré comme un bassin d'infiltration ou un bassin de rétention infiltrant.

Un bassin en eau peut également être conçu en étanchéifiant le fond (utilisation d'une géomembrane, coulage de béton, ...). Cependant cette solution n'est généralement utilisée que pour des bassins de taille peu importante.

Le niveau des eaux variant durant l'épisode pluvieux, la mise en sécurité des personnes est un axe majeur de la conception de cet ouvrage. Afin d'ouvrir l'ouvrage au public, il faut assurer :

- la mise en sécurité des personnes (conformément à la réglementation en vigueur s'il s'agit d'un plan d'eau ouvert aux activités nautiques).
- bonne information des riverains ou des usagés sur son fonctionnement,
- une signalétique adéquate.
- la mise en sécurité des équipements constitutifs de l'ouvrage.

**NB :** ce bassin fera l'objet de notre dimensionnement plus loin.

**3.4 Le bassin enterré :****3.4.1 Présentation :**

Ce sont des ouvrages de stockage (génie civil) souterrains, que l'on peut enterrer sous des espaces verts, des voiries ou encore des parkings. Ils se vidangent complètement suite à l'épisode pluvieux.

Le plus souvent, pour les gros volumes, on préfère mettre en œuvre de structures réservoirs (cf. fiche technique 3). Les structures réservoirs peuvent être assimilées, sur le principe de fonctionnement, à un bassin de rétention enterré. La différence étant essentiellement axée sur le remplissage de la structure (matériaux constitutifs), le volume utile et l'entretien de l'intérieur de l'ouvrage.

Le bassin enterré est plus généralement utilisé chez le particulier (ouvrage préfabriqué) pour les petits volumes (rétention des eaux de pluie et de ruissellement à la parcelle). Dans ce cas, deux types de bassins peuvent être mis en œuvre :

- bassin dont le volume disponible correspond au volume utile,
- bassin dont le volume disponible correspond au volume utile + volume pour réutilisation (valorisation de l'investissement, amortissement).

**3.4.2 Avantages :**

- Dépollution efficace des eaux pluviales par décantation des particules.
- Ils sont enterrés et donc discrets.
- La surface au sol reste disponible et permet d'autres usages (parking, voirie, espace vert,...).
- Mise en œuvre des bassins individuels aisée (éléments souvent préfabriqués).
- Si l'ouvrage d'alimentation permet de retenir les flottants, le fait qu'il soit enterré permet d'éviter des désagréments visuels récurrents et donc de restreindre son entretien.
- Possibilité de réutilisation des eaux si le volume disponible du bassin est supérieur au volume de rétention utile.

**3.4.3 Inconvénients :**

- Réalisation plus coûteuse que celle d'un bassin en surface de même capacité. Le coût du foncier peut dans certains cas compenser cette différence.
- Etude avant réalisation rigoureuse avec notamment la prise en compte de la nature du sol en présence afin de déterminer le niveau haut de la nappe (réalisation d'une dalle béton en conséquence).
- Ouvrage très technique, difficile à réaliser (pour les ouvrages de forte capacité).
- Faible valeur ajoutée à l'aménagement de l'opération (pas d'intégration paysagère).
- Risques de nuisances olfactives (stagnation d'eau, putréfaction de végétaux,...) par défaut de réalisation ou manque d'entretien.
- Risques pour la sécurité du personnel d'exploitation (risque de formation de poches de gaz).
- Difficultés d'accessibilité et donc d'entretien (curage et nettoyage).

**3.4.4 Conditions et domaine d'utilisation :**

Cette technique peut être conseillée s'il y a un manque de terrain disponible ou que le coût du foncier le justifie (centre-ville par exemple). Mais également et surtout pour les particuliers avec un stockage à la parcelle. Sa mise en œuvre peut permettre au propriétaire, grâce à une

gestion rigoureuse et dans le cas d'un volume disponible supérieur au volume de rétention demandé, de réutiliser les eaux de pluie à des fins privées (arrosage,...).

L'alimentation ne peut se faire par ruissellement direct, elle ne peut se faire que :

- 1) par déversement du réseau pluvial (le bassin est le point bas du réseau).
- 2) par mise en charge et débordement du réseau. Evitant des apports d'eau de pluie et de ruissellement lors des pluies de faibles intensités.

Il est indispensable d'équiper ce type de bassins de systèmes de mise à l'air.

Dans le cas où des équipements électromécaniques de contrôle hydraulique sont mis en œuvre, ils doivent supporter une atmosphère défavorable (humidité, dégagement H<sub>2</sub>S, atmosphère corrosive,...). Leur accessibilité souvent difficile rend compliqué leur suivi et leur entretien.

L'ouvrage est préférentiellement conçu sous forme de caissons ou en le cloisonnant. La géométrie ainsi que les modes d'alimentation et de vidange du bassin vont définir des zones de décantation et des zones d'érosion privilégiées. C'est pourquoi l'étude de définition doit être fine et rigoureuse.

#### **4. Méthode et Principe de Dimensionnement :**

Nous allons regrouper l'ensemble des connaissances et des techniques nécessaires au dimensionnement de ces ouvrages.

Pour dimensionner un ouvrage, il est essentiel de déterminer la période de retour de la pluie contre laquelle on souhaite se prémunir et de connaître les règles générales imposées par la collectivité.

##### **4.1 Rappel des principes :**

Les principes retenus pour la gestion des eaux pluviales des surfaces urbanisées sont classés prioritairement de la façon suivante :

- 1) Non imperméabilisation des terrains (infiltration naturelle privilégiée).
- 2) Infiltration des eaux pluviales avec stockage éventuel.
- 3) Déversement après stockage dans les eaux de surface.
- 4) Évacuation, après stockage éventuel, dans le réseau existant à proximité.

##### **4.2 Choix de l'événement pluvieux contre lequel on veut se prémunir :**

Le dimensionnement d'un système de gestion des eaux pluviales est influencé de façon importante par l'événement pluvieux pris comme référence, c'est-à-dire par la période de retour des précipitations retenue, mais aussi par les conséquences du dysfonctionnement de l'ouvrage (inondation éventuelle). Les systèmes de gestion des eaux pluviales sont dimensionnés pour des périodes de retour de 10, 20, 50 ou 100 ans (cette dernière valeur reste exceptionnelle et se réfère souvent au règlement des Plan de Prévention des Risques).

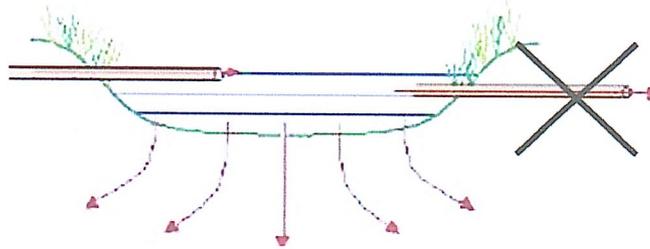
Comme dans notre cas on a opté pour une période de retour de 50 ans.

##### **4.3 Surverse et trop plein :**

Aucune surverse de sécurité (ou trop plein) vers le réseau collectif qu'il soit unitaire, usé ou séparatif n'est acceptée. En effet, lorsque les systèmes de rétention locaux vont déborder, le réseau collectif sera lui aussi en surcharge et ne pourra accepter aucun débit

supplémentaire. De plus, la mise en place d'un trop plein vers le réseau collectif unitaire pourrait entraîner des retours d'eaux usées vers les ouvrages de rétention.

Cependant, tout ouvrage de rétention d'eaux pluviales doit disposer d'une surverse adaptée en surface vers des secteurs à moindre vulnérabilité (et non pas vers le réseau communautaire).



*Figure IV.1 : Surverse et trop plein*

#### **4.4 Débit de fuite :**

En fonction de la pollution des eaux, de la perméabilité du sol mais également du risque de pollution et de la sensibilité du milieu et de ses usages, il est possible :

- soit d'infiltrer les eaux pluviales à la parcelle, le débit de fuite correspond alors à la capacité du sol à infiltrer les eaux (fonction de la perméabilité).
- soit de les rejeter, dans un cours d'eau ou au réseau d'assainissement collectif, à débit limité (dans le cas où l'infiltration est impossible ou non appropriée). Dans les cas où le rejet est autorisé au réseau communautaire, la direction de l'eau fixe le débit de fuite.

Dans le cas d'un projet soumis à autorisation ou à déclaration au titre du code de l'environnement, c'est le rôle du dossier d'autorisation ou de déclaration de proposer un débit de fuite cohérent avec les enjeux à l'aval, de façon argumentée.

##### **4.4.1 Infiltration :**

Petit rappel sur les conditions à remplir pour que l'infiltration soit possible (pour plus de précision, se référer au guide) :

- La perméabilité du sol ( $K$  en m/s) doit être comprise entre  $10^{-5}$  et  $10^{-2}$  m/s. En effet, à de telles valeurs, la sortie d'eau est possible par le sol support. Avec une perméabilité plus faible que  $10^{-5}$  m/s, il est préférable de rechercher des horizons plus perméables. Pour une détermination rapide de la perméabilité du sol  $K$  (ou conductivité hydraulique), se reporter au tableau ci-dessous ou à l'annexe 2 du guide. Il est important de noter qu'un **essai de perméabilité** (type Porchet) est toujours très fortement recommandé pour vérifier l'infiltration à la parcelle.

Tableau IV.2 : Classification des soles selon la perméabilité K

K (m/s)	10 <sup>-1</sup>	10 <sup>-4</sup>	10 <sup>-7</sup>	10 <sup>-9</sup>	10 <sup>-11</sup>
Types de sols	Gravier sans sable ni éléments fins	Sable avec gravier, Sable grossier à sable fin	Sable très fin Limon grossier à limon argileux	Argile limoneuse à argile homogène	
Possibilités d'infiltration	Excellentes	Bonnes	Moyennes à faibles	Faibles à nulles	

$$Q_f = S_{mf} (\text{fond du bassin}) \times K \quad (\text{IV.1})$$

Pour les noues et les fossés, la surface d'infiltration correspond à la surface au miroir (projection horizontale de l'ouvrage). Le débit de fuite prend la formulation suivante :

$$Q_f = S_{\text{miroir}} \times K \quad (\text{IV.2})$$

Pour les puits (vide avec buses munies de barbacanes ou comblés) et les tranchées, on peut estimer, pour le dimensionnement, que la surface d'infiltration est constituée uniquement par la moitié des surfaces des parois verticales (on ne considère pas la surface du fond de la tranchée qui se colmate rapidement). La formule du débit de fuite s'écrit alors ( $Q_f$  en m<sup>3</sup>/s) :

$$Q_f = \frac{1}{2} \times S_{\text{parois verticales}} \times K \quad (\text{IV.3})$$

#### 4.4.2 Rejet à débit limité au réseau :

les débits de rejet autorisés sont fixés suivant les secteurs de l'agglomération (vérifier la valeur du débit limité autorisé auprès des services de la direction de l'eau. cette valeur peut varier en fonction des différents secteurs de l'agglomération).

On calcule d'abord le débit de fuite théorique ( $Q_f$  en l/s) :

$$Q_f = S \times q \quad (\text{IV.4})$$

$Q_f$  : débit de fuite théorique (en l/s pour la surface totale).

$S$  : surface totale du projet d'urbanisation (enhectare).

$q$  : débit de rejet autorisé (compris entre 5 à 15 l/s/ha).

#### 4.5 Stockage avec rejet à débit limité ou avec infiltration :

Quel que soit la technique retenue et l'exutoire possible, un stockage des eaux de pluie avant rejet est nécessaire.

Pour déterminer ce volume d'eau, il est nécessaire de connaître le coefficient d'apport ( $C_a$ , coefficient qui mesure le rendement global de la précipitation) ainsi que la surface active de ruissellement ( $S_a$ ) qui sera raccordée à l'ouvrage de stockage

##### 4.5.1 Détermination du coefficient de ruissellement ( $C_r$ ) et du coefficient d'apport ( $C_a$ ) :

Lorsque la pluie tombe sur le sol, elle peut suivre différents cheminements :

- une partie peut s'infiltrer dans le sol,
- une partie peut être piégée dans des dépressions du sol et former des flaques,
- une partie ruisselle sur le sol et finit par rejoindre les réseaux d'assainissement ou le milieu naturel situé au point bas.

En fonction du type de sol sur lequel tombe la pluie, la répartition du volume d'eau entre les différents cheminements présentés ci-dessus peut être très différente. Ainsi, à chaque type de surface, il est possible d'affecter un coefficient de ruissellement (Cr - déterminable à l'aide du tableau fourni ci-après).

**Tableau IV.3 : Approximation du coefficient de ruissellement.**

Type de surface	Coefficient de ruissellement (Cr) compris
Zone d'activités tertiaires	0,5/0,95
Zone résidentielle	0,3/0,75
Zone industrielle	0,50 / 0,90
Cimetières - Parcs	0,10 / 0,25
Zone de jeux	0,25 / 0,35
Rue et trottoirs	0,85/0,95
Pelouse (sol sablonneux)	0,05/0,25

Le coefficient d'apport (Ca) mesure le rendement global de la pluie (fraction de la pluie qui parvient réellement à l'exutoire du bassin versant considéré).

Lorsque le bassin versant alimentant la retenue est très urbanisé, on pourra assimiler Ca au coefficient de ruissellement (Cr). Sur l'agglomération lyonnaise, on se trouve souvent dans ce cas. On retiendra donc, en première approche, que pour une surface urbaine, on peut déterminer le coefficient d'apport global à partir de coefficients de ruissellement Cr<sub>i</sub> de surfaces homogènes S<sub>i</sub> :

$$Ca = \frac{\sum Cr_{imper} \times S_{imper} + \sum Cr_{non\ imper} \times S_{non\ imper}}{S_{totale}} \quad (IV.5)$$

**4.5.2. Détermination de la surface active à considérer (Sa) :**

La surface active de ruissellement (Sa en m<sup>2</sup>) d'un aménagement complet représente le produit de la surface totale du bassin versant (S en m<sup>2</sup>) par son coefficient d'apport (Ca, sans unité) :

$$Sa = Ca \times S \quad (IV.6)$$

**4.5.3 Détermination de la hauteur maximale et du volume d'eau à stocker :**

Il existe plusieurs méthodes pour calculer le volume d'eaux pluviales à stocker. Celle décrite ici est « la méthode des pluies », Cette méthode est décrite succinctement ci-après dans le but de permettre une première approche de la détermination du volume de stockage. D'autres méthodes de calcul et de dimensionnement peuvent être utilisées.

Cette méthode repose sur l'exploitation d'un graphique représentant les courbes de la hauteur précipitée  $H(t,T)$  pour une période de retour donnée ( $T$ ) et de l'évolution des hauteurs d'eaux évacuées  $qs.t$  en fonction du temps d'évacuation ( $t$ ). Ce graphique se présente sous la forme suivante :

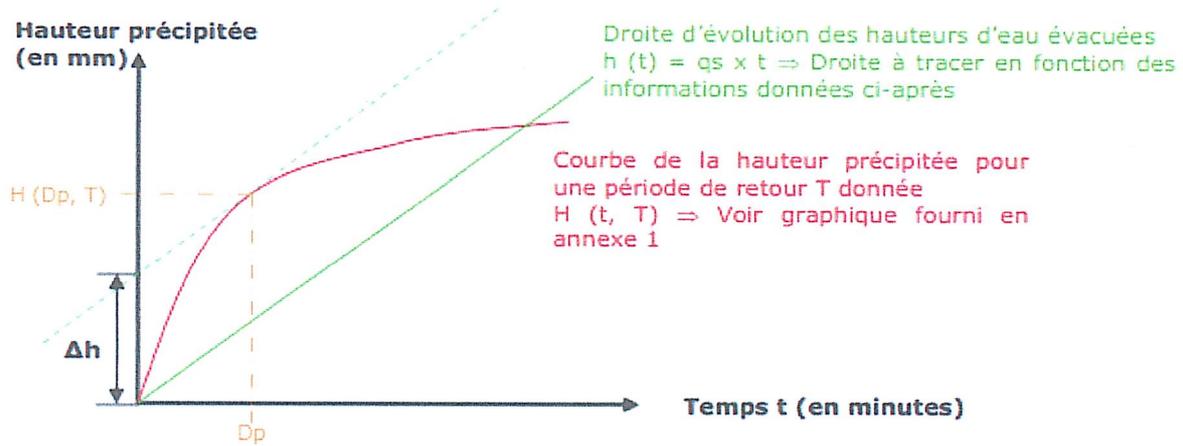


Figure IV.2 : Graphique des courbes de la hauteur précipitée

Pour tracer la courbe d'évolution des hauteurs d'eaux évacuées en fonction du temps (droite verte sur le schéma ci-dessus), il est nécessaire de déterminer la pente de cette droite ( $qs$ ). Pour cela, on suppose que l'ouvrage a un débit de fuite constant  $Q_f$  (déterminé au paragraphe 4 du présent document) que l'on exprime sous la forme d'un débit spécifique  $qs$  :

$$qs = 60000 \frac{Q_f}{Sa} \quad (IV.7)$$

$qs$  : débit spécifique de vidange (en mm/min).

$Q_f$  : débit de fuite de l'ouvrage (en  $m^3/s$ ).

$Sa$  : surface active (en  $m^2$ ).

Sur le graphique précédent, on dessine donc la droite de vidange de l'ouvrage de stockage ayant pour équation :

$$dh(t) = qs \times dt \quad (IV.8)$$

$dh(t)$  : hauteur vidangée au temps  $t$  (en mm).

$dt$  : temps (en min).

On trace alors la parallèle à la droite  $h(t)=qs \times t$  passant par la courbe  $H(t, T)$ . La différence  $\Delta h$  entre la courbe  $h(t)$  et  $H(t, T)$  correspond à la hauteur maximale à stocker pour qu'il n'y ait pas de débordement.

Le volume d'eau à stocker peut alors facilement être déterminé par la formule suivante :

$$V_{max} = 1,2 \times 10 \times \Delta h \times Sa \quad (IV.9)$$

$V_{max}$  : volume d'eau à stocker (en  $m^3$ ).

$\Delta h$  : hauteur maximale à stocker (en mm).

**NB** : dans notre cas on va prendre le volume au préalable déterminé dans le chapitre III (étude hydrologique).

#### **4.6 Volume de l'ouvrage à réaliser :**

A partir des éléments fournis précédemment, le volume d'eau pluviale qui doit être stocké dans l'ouvrage de rétention est connu ( $V_{max}$ ). Ce volume ne correspond pas forcément au volume de l'ouvrage de rétention. En effet, le volume utile de l'ouvrage à réaliser dépend de plusieurs éléments déterminants :

- La pente du fond de l'ouvrage.
- La profondeur de l'ouvrage.
- La porosité du matériau constitutif de l'ouvrage de stockage (s'il y a un matériau de remplissage).
- La hauteur maximum de stockage sans débordement des réseaux à l'amont.

**NB** : Suivant la variante choisie, le volume du bassin correspond dans notre cas au volume à stocké.

##### **4.6.1 Profondeur de l'ouvrage :**

La profondeur des ouvrages peut parfois être limitée pour avoir des ouvrages peu profonds donc plus faciles à exploiter mais également pour avoir des hauteurs d'eau influençant peu la vidange.

Pour les ouvrages d'infiltration, il est nécessaire de conserver une profondeur de 2 m entre le fond de l'ouvrage et le niveau des plus hautes eaux de la nappe.

Pour des ouvrages avec rejet au réseau ou à un cours d'eau, l'organe de vidange doit nécessairement être situé au-dessus du radier du collecteur aval ou au-dessus du niveau d'eau d'une rivière, ce qui peut limiter la profondeur de l'ouvrage ou modifier le débit de fuite en conséquence.

**NB** : dans notre cas le paramètre le plus important à prendre en considération est le niveau de la nappe qui est à moins de 15 m de profondeur, déterminé dans le chapitre II (Présentation de la Zone d'Etude).

##### **4.6.2 Prise en compte de la porosité du matériau constitutif :**

Dans l'estimatif du volume utile, il est nécessaire d'intégrer le volume occupé par les matériaux dans l'ouvrage de rétention (gravier, terre végétale, structure alvéolaire...) sur la base de la porosité de chaque matériau.

Si le matériau constitutif remplit tout l'ouvrage de stockage :

$$\text{Volume de matériau (m)} = \frac{\text{Volume d'eau à stocker (m}^3\text{)}}{\text{Porosité des matériaux}} \quad (\text{IV.10})$$

##### **4.6.3 Hauteur maximale :**

Lors du choix des dimensions de l'ouvrage de rétention des eaux pluviales, il est important de vérifier que la hauteur maximum d'eau admissible dans cet ouvrage (avant action du trop-plein) n'entraîne pas de mises en charge des réseaux amont susceptibles de perturber leur fonctionnement hydraulique.

#### **4.7 Orifice de vidange :**

## - Calcul Hydraulique -

L'orifice de vidange, présent pour les ouvrages de stockage sans infiltration, est choisi en fonction du débit toléré à l'aval. Le débit de fuite ( $Q_f$ , en  $m^3/s$ ) pour de telles structures peut être approximé par la formule de la loi de Torricelli suivante :

$$Q_f = m \times S \times (g \times H)^{1/2} \quad (IV.11)$$

- m: coefficient dépendant de la forme de l'orifice (pour un orifice circulaire mince  $m = 0,62$ )
- S : section de l'orifice (en  $m^2$ )
- g : accélération de la pesanteur ( $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ )
- H : charge hydraulique sur l'orifice (en m)

### 5. Dimensionnement de la variante choisit :

#### 5.1 Volumes a stockés :

Les volumes a stockés sont ceux déterminer dans l'étude hydrologique puisqu'on n'envisage pas de de vider les bassins dans le réseau existant ou vers le milieu naturelle mais plutôt d'utiliser cette eau à des fins plus utiles comme l'irrigation.

Tableau IV.4 : Récapitulatif des volumes a stockés.

Période de retour	50 ans			
	SB1	SB2	SB3	SB4
Débit ( $m^3/s$ )	7,24	9,65	12,95	3,74
Temps de concentration (h)	2,29	3,87	2,93	5,08
Volume $m^3$	59686,56	134443,8	136596,6	68397,12

#### 5.2 Dimension des bassins de stockage :

Le dimensionnement se fera selon la forme générale d'un bassin en eau dont les coupes transversale et longitudinale sont présentées ci-après :

- Calcul Hydraulique -

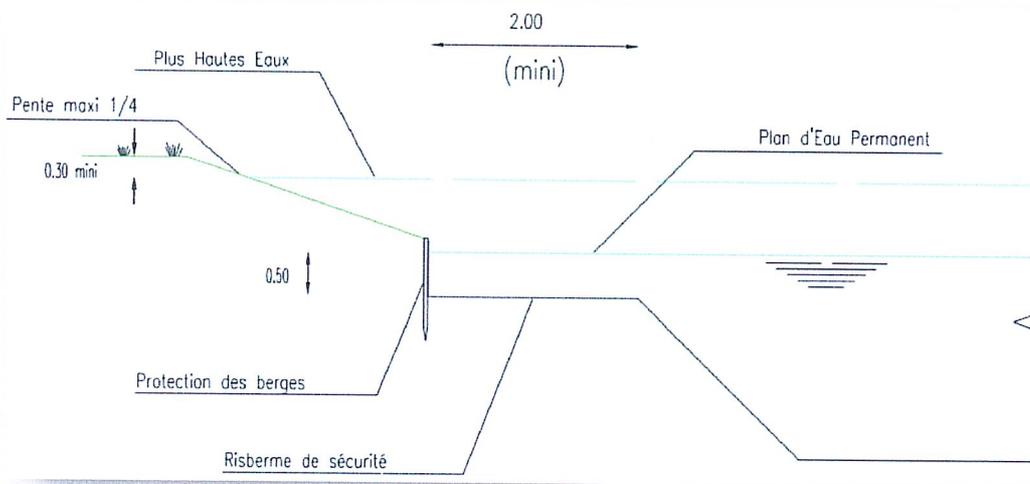


Figure IV.3 : Coupe transversale d'un bassin type en eau

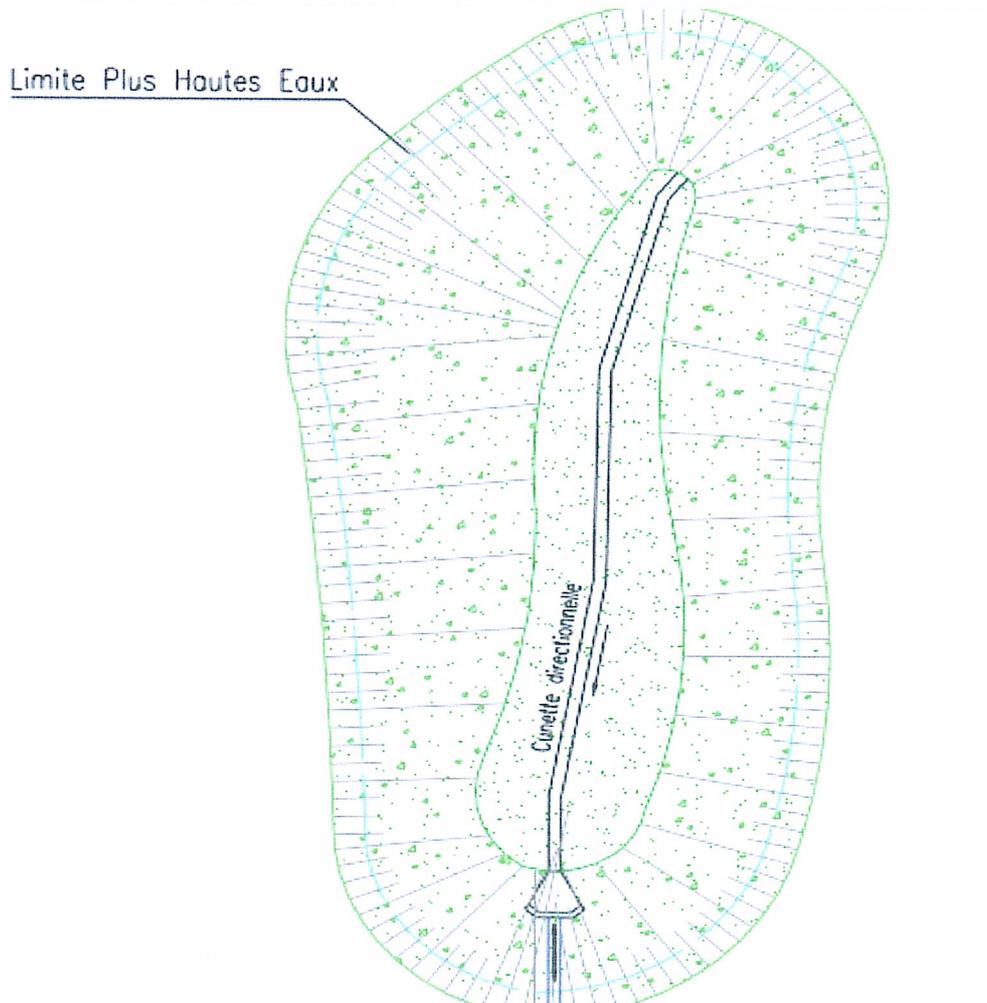


Figure IV.4 : Coupe longitudinale d'un bassin type en eau

On remarque très bien que les dimensions dépendent presque exclusivement de la topographie du terrain. Et par manque de données (levé topographique à petite échelle), on se contentera de déterminer la profondeur et la superficie d'emprise.

**NB :** on déterminera la profondeur et la surface sans prendre en considération la cunette et le niveau des plus hautes eaux.

Tableau IV.5 : Dimension des bassins en eau.

Sous bassin	SB1	SB2	SB3	SB4
Volume m <sup>3</sup>	59686,56	134443,8	136596,6	68397,12
Profondeur (m)	10	10	10	10
Surface m <sup>2</sup>	5968,66	13444,38	13659,66	6839,71
Côté du carré équi. m	77.26	115.9	116.87	82.7
Côté normalisé (m)	78	116	117	83
Volume normalisé (m <sup>3</sup> )	60840	134560	136890	68890

### Conclusion :

Les eaux de ruissellement occasionnant une pollution chronique possèdent les caractéristiques suivantes : une faible concentration en hydrocarbures (généralement inférieur à 5 mg/l), une pollution essentiellement particulaire (y compris pour les hydrocarbures et les métaux lourds qui sont majoritairement fixé aux particules) et une pollution peu organique.

Du fait de leur nature, les deux principes de traitement susceptibles d'être efficace sont :

- la décantation.
- le piégeage des polluants au travers de massifs filtrants.

Les dispositifs tels que les cloisons siphoides, permettant d'arrêter les huiles et les séparateurs à hydrocarbures sont appropriés dans le cas de pollutions accidentelles.

Compte tenu du rendement de ces appareils, pour de faibles concentrations (inférieures à 5 mg/l), l'effet est nul : la pollution sortante est égale à la pollution entrante.

Dans le cas de pollutions chroniques, ces dispositifs peuvent générer une pollution plus importante que celles émises du fait de relargage des substances.

Les techniques de dépollution des eaux doivent se situer les plus en amont possible pour ne pas avoir à traiter des eaux pluviales concentrées en polluants. Les techniques préconisées sont les techniques alternatives de gestion des eaux pluviales (précédemment présentées). En effet, elles permettent une régulation des volumes et débits ruisselés mais aussi une décantation des particules chargées en polluants. Pour une décantation efficace, la vitesse d'écoulement dans l'ouvrage doit être faible et les ouvrages enherbés. Les ouvrages à privilégier sont les suivants :

- Bassins de retenue, nous permettant une décantation des particules,
- Barrières végétales permettant une filtration passive : bandes enherbées et bandes végétalisées,
- Massifs filtrants permettant une filtration mécanique des particules (rendement épuratoire intéressant pour les hydrocarbures et métaux lourds).

Cependant, sur des sites industriels susceptibles de générer des pollutions chroniques de concentrations supérieures à 5 mg/l, des séparateurs à hydrocarbures sont utiles.

A green arrow pointing to the right, containing the chapter title in white serif font.

# Chapitre V : Estimation du Coût

**Introduction**

Dans ce présent chapitre nous allons estimer le coût que pourrai générer la variante choisie en termes de construction des bassins.

**1. Evaluation financière des coûts des Bassins :**

Les Prix mentionnés sont à titre indicatif et tend à se rapprocher de la moyenne usée en Algérie.

**1.1 Bassin de 60840 m<sup>3</sup> :***Tableau V.1 : Estimation du bassin de 60840 m<sup>3</sup>.*

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	P. unitaire, DA	Montant, DA
1	Terrassement en grande masse	m <sup>3</sup>	60840	1 500,00	91260000
2	Béton de propreté	m <sup>3</sup>	1842	4 500,00	82890000
3	Exécution des talus	m <sup>2</sup>	201 398,80	100,00	20139880
4	Béton armé dosé à 350 Kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	4 532,96	25 000,00	113300000
<i>TOTAL EN HORS TAXE (DA)</i>					233012880
<i>TVA 17 % (DA)</i>					39612189,6
<i>TOTAL EN TOUTES TAXES (DA)</i>					272625070

**1.2 Bassin de 134560 m<sup>3</sup> :***Tableau V.2 : Estimation du bassin de 134560 m<sup>3</sup>.*

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	P. unitaire, DA	Montant, DA
1	Terrassement en grande masse	m <sup>3</sup>	134560	1 500,00	91260000
2	Béton de propreté	m <sup>3</sup>	1842	4 500,00	18283338
3	Exécution des talus	m <sup>2</sup>	201 398,80	100,00	45166409,6
4	Béton armé dosé à 350 Kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	4 532,96	25 000,00	257682400
<i>TOTAL EN HORS TAXE (DA)</i>					233012880
<i>TVA 17 % (DA)</i>					70106665,09
<i>TOTAL EN TOUTES TAXES (DA)</i>					482498812,7

**1.3 Bassin de 136890 m<sup>3</sup> :***Tableau V.3 : Estimation du bassin de 136890 m<sup>3</sup>.*

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	P. unitaire, DA	Montant, DA
1	Terrassement en grande masse	m <sup>3</sup>	134560	1 500,00	205335000
2	Béton de propreté	m <sup>3</sup>	1842	4 500,00	18757800
3	Exécution des talus	m <sup>2</sup>	201 398,80	100,00	45649760
4	Béton armé dosé à 350 Kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	4 532,96	25 000,00	260440000
<i>TOTAL EN HORS TAXE (DA)</i>					530182560
<i>TVA 17 % (DA)</i>					90131035,2
<i>TOTAL EN TOUTES TAXES (DA)</i>					620313595,2

**1.4 Bassin de 68890 m<sup>3</sup> :***Tableau V.4 : Estimation du bassin de 68890 m<sup>3</sup>.*

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	P. unitaire, DA	Montant, DA
1	Terrassement en grande masse	m <sup>3</sup>	68890	1 500,00	103335000
2	Béton de propreté	m <sup>3</sup>	1842	4 500,00	9489240
3	Exécution des talus	m <sup>2</sup>	201 398,80	100,00	23093408
4	Béton armé dosé à 350 Kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	4 532,96	25 000,00	131752000
	<i>TOTAL EN HORS TAXE (DA)</i>				267669648
	<i>TVA 17 % (DA)</i>				45503840,16
	<i>TOTAL EN TOUTES TAXES (DA)</i>				313173488,2

**Conclusion**

Les ouvrages construits pourront servir pour l'irrigation des terres agricoles de la région, donc il n'y aura pas de problème liés à la vidange des bassins, et si on inclut la possibilité que les usagers de cette eau collectée, payeront pour avoir l'accès à ce point d'eau. Les ouvrages seront amortis dans un délai qui dépendra de la charge imposée donc du prix.

## - Conclusion Générale -

La monographie physico-géographique du bassin versant surplombant la zone de la vallée des jardins est différenciée par deux zones de caractères contrastés :

- *L'amont (Zone d'alimentation hydrologique – Crue)* : Présente de grandes aptitudes topographiques, lithologiques, biogéographiques et hydrographiques à l'écoulement de surface et notamment à la genèse des crues.
- *L'aval (Zone de réception hydrologique – Inondation)* : Coïncide avec la région inondable de la vallée des jardins présentant un environnement favorable à la survenance des inondations (lithologie imperméable et de très faibles pentes ainsi que la nappe qui est à moins de 15 m)

Le régime hydrologique moyen et maximal du bassin versant a dévoilé une étroite liaison avec celui des pluies, les crues exceptionnelles vont convenir aux années pluviométriques pic de part : leurs hauteurs mensuelles maximales (assurant la saturation des sols), et surtout leurs séquences journalières maximales spatio-temporellement concentrées, entant que facteur générant et déclenchant des crues, ces dernières sont tantôt liées à la saturation tantôt à l'intensité. Mais tous montrent la bonne réponse hydrologique du bassin, en renvoyant ses caractères favorisant la genèse et l'évolution des crues.

Il est à noter que pour assurer la durabilité et le bon fonctionnement de nos Ouvrages, nous recommandons que les travaux d'entretien et de maintenance soient pris en vigueur. Car les risques engendrés par l'eutrophisation de l'eau stockée dans les bassins pourraient être source de maladies contagieuses et de nuisances olfactives qui à terme sera une problématique d'un autre ordre.

Mais malgré ça, la fréquente survenance des crues ravageuses le sort actuel d'occupation du sol à la vallée des jardins demeure un facteur aggravant des impacts relatifs aux inondations. Compte tenu de la défaillance quasi-totale des mesures de protection la zone montre que plusieurs enjeux humains et socioéconomiques sont chroniquement menacés.

La solution proposée à l'issu de ce travail ne fait que palier au problème réel qui est l'extension anarchique de la région, mais il appartient aux autorités compétentes de veiller à ce que les plans d'urbanisation, au préalable établie, soient bien respectés afin d'éviter de mettre en jeu des vies humaines, et les pertes économique que cela pourrait engendrer.

## **- Références Bibliographiques -**

### **A**

**Ambroise, B.** Genèse des débits dans les petits bassins versants ruraux en milieu tempéré : **Modélisation systémique et dynamique**, Revue des sciences de l'eau, n°12/1 1998, p. 123-153.

**Ayadi, M., Bargaoui, Z.** Modélisation des écoulements de l'oued Miliane par le modèle CEQUEAU. Hydrological Sciences-Journal-des Sciences Hydrologiques, 43(5) October 1999, p.741-758.

### **B**

**Bédiet, G., Bellostas, J.M., Masson, M., et Bocquillon, C.** Pluies orageuses en région parisienne-la météorologie VI-20, 1980, pp.281-294.

**Behloui, L.** Crues et inondations en Algérie. Présentation de l'ANRH, Ministère des ressources en eau (Algérie) . 2009

**Benkaci, A.T. & Dechemi, N.** Modélisation pluie -débit journalière par des modèles conceptuels et "boîte noire"; test d'un modèle neuroflou. Hydrological Sciences-Journal-des Sciences Hydrologiques, 49(5) octobre 2004, p.919-930.

**Bennour, M.,** Etude des crues de l'Oued M'Zab. ANRH, 1993 ;

**Beven, K.J. Kirkby, M.** A physically variable contributing area model of catchment hydrology. Hydrolo. Sci. Bull.1979, (24):p. 43-69.

Beven, K.J., Changing ideas in hydrology- the case of physically-based models, Journal of Hydrology, vol.105, 1989, p. 157-172.

### **C**

**CACG (Compagnie d'Aménagement des Coteaux de Gascogne).** Barrage de Charlas : Etude de faisabilité. 1989

**Charbonneau, R., Morin, G. Villeneuve, J.P. Ledoux, E. & Levasseur,** Simulation des débits: l'Orne, la Dives, la Seulles. INRS-Eau, Rapport Scientifique no.72 (coopération franco-québécoise). 1976

**Charlet, L.** Les palmiers du M'Zab .Bull.Soc.Géogr .Alger ,2ème trimestre, 1907,p.11-87 .

**Clarke, R.T.,** A review of some mathematical models used in hydrology with observations on their calibration and use, Journal of hydrology, 1979, vol.19, p.1-20.

**Crawford, N. H.Linsley, R.K.** A conceptual model of the hydrologic cycle. IAHS publication, 1963, n°63, p.573-587.

### **D**

**DHI WATER AND ENVIRONMENT.** MIKE BASIN, A Versatile Decision Support Tool For Integrated Water Resources Management Planning, Tutorial, DHI Denmark. 2003

**Djellouli .T, Y. & Sioussiou, R.** Le bassin versant du M'zab, région méditerranéenne hyperaride (Algérie) : ressources en eau, risques et gestion. 2009

## *- Références Bibliographiques -*

**Dubief, J.** Le climat du Sahara. Tome II, fascicule I, Troisième partie : L'eau atmosphérique au Sahara. Institut de recherches Sahariennes, Univ.d'Alger .CNRS Paris .1963

### E

**Edijatno, C., Michel.** Un modèle pluie-débit journalier à trois paramètres. La houille blanche n°2,1989, p. 113-121.

**Edijatno.,** Mise au point d'un modèle élémentaire pluie-débit au pas de temps journalier. Thèse de Doctorat, Université Louis Pasteur/ENGEEES, Strasbourg, 1991.

### F

**Fadil, A., Rhinane, H., Kaoukaya, A., Kharchaf, Y.,** Modélisation Hydrologique Du Bassin Versant De Bouregreg A Travers Des Modèles Différents : HEC-HMS Et SWAT. Proceedings Colloque International sur les Ressources en Eau et le Développement Durable, 22 et 23 Février ,2011.Alger, p.100-104.

**Francou, J. & Rodier, J.-A.** Essai de classification des crues maximales observées dans le monde. Cah. ORSTOM sér Hydrol, Vol. IV,1967

### K

**Kadi, A..** La gestion de l'eau en Algérie, Journal des Sciences Hydrologiques, Vol. 42, n° 2, p. 191-197. 1997

**Kasbadji, M.N.** Carte des Vents de l'Algérie (Résultats Préliminaires), Rev. Energ. Ren, . 1999

### L

**Leclerc, G., Schaake, J.C.** Dérivation of hydrologic frequency curves. Rep 142,151 pp Mass. Inst. of Technol. Cambridge. 1972

### M

**Medejerab, A..** Les inondations catastrophiques du mois d'octobre 2008 à Ghardaïa, Geographia Technica, Numéro spécial, 2009, p.311-316.

**Merabet, A..** Etude de la protection de la ville de Sidi Bel Abbés contre les inondations. Mémoire de Magister. Univ. de Sidi Bel Abbés Algérie. 2008

**Morin, G., Fortin, J.P. & Sochanska, W.** Evaluation des crues maximales probables des rivières Nottaway, Broadback et Rupert. INRS-Eau, Rapport Scientifique no.133 (pour la Société d'Energie de la Baie James). 1980

**Morin, G., Slivitzky, M.** Impacts de changements climatiques sur le régime hydrologique : le cas de la rivière Moisie. Revue des sciences de l'eau / Journal of Water Science, vol. 5,1992, n° 2, 1992, p. 179-195.

### P

**Perrin, C., Michel, C. Andréassian.** Does a large number of parameters enhance model performance? Comparative assessment of common catchment model structures on 429 catchments. Journal of Hydrology 242(3-4), 2001

## - *Références Bibliographiques* -

**Perrin, C., Michel, C., Andréassian, V.** Modèles hydrologiques du Génie Rural (GR), Cemagref, UR Hydrosystèmes et Bioprocédés, Juin 2007, 16p.

### R

**Ravereau.** Le M'Zab, une leçon d'architecture. Ed. Sindab. 2001

Remenieras, G.. L'hydrologie de l'ingénieur. Collect. Div. Rech. Dev. Electr. France. Ed., Eyrolles. 1999

**Renaud, J.** Mise en place du modèle agri-environnemental SWAT sur le bassin versant du Mercube (Haute-Savoie) : Vers une modélisation des transferts de phosphore. Rapport de Stage. Université de Savoie. 1990

**Roche.** Le M'Zab, architecture ibadite en Algérie, Manuelle, Arthaud. 1973

### S

**SCS (Soil Conservation Service).** Technical Release 55: Urban Hydrology for Small Watersheds. USDA (U.S. Department of Agriculture). June 1986.

### T

**Touaibia, B.** Manuel pratique d'hydrologie. Ed/Madani frères. Blida, 2004 Algérie, 166p.

### V

**Villaume, G.** L'abattement des précipitations journalières en Afrique intertropicale variabilité et précision de calcul. Cah. ORSTOM ser. Hydrol. 1974

### W

**WMO.** Intercomparison of Models of Snowmelt Runoff. WMO Operational Hydrology Report no.23; WMO Publ. no.646; WMO, Geneva, Switzerland. 1986

### Z

**Zekouda, N.** Modélisation des crues de oued Ouahrane pour la gestion intégrée des risques d'inondation. Mémoire de Magister. UNIVERSITE HASSIBA BEN BOUALI. CHLEF. 2009. Algérie Mémoires de Fin d'études :

- **Mémoires de Fin d'études :**

**Mr. ZERFAOUI .A. 2008**

ETUDE DE PROTECTION DE LA VILLE DESIDI GHILES (W.TIPAZA) CONTRE LES INONDATIONS

**Mr. TAOUTI.M. 2009**

PROTECTION D'AÏN ROMANA CONTRE LES INONDATIONS (W.BLIDA)

**Mr. REZIG. S. 2009**

ETUDE DE PROTECTION DE LA VILLE DE SIDI AMAR CONTRE LES INONDATIONS (W.TIPAZA).

**- Annexes -**

**Détail de calcul de l' Hydrogrammes des crues du SB1 :**

	Sous bassin	SB1							
	PR	1000	200	100	50	20	10	5	3
TEMPS (h)	Tm Td	1000 ans	200 ans	100 ans	50 ans	20 ans	10 ans	5 ans	3 ans
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,09	0,09	0,0008	0,0006	0,0005	0,0004	0,0003	0,0003	0,0002	0,0002
0,19	0,19	0,0074	0,0057	0,0049	0,0041	0,0033	0,0026	0,0020	0,0014
0,29	0,29	0,0262	0,0204	0,0175	0,0147	0,0117	0,0094	0,0073	0,0051
0,39	0,39	0,0636	0,0496	0,0425	0,0358	0,0284	0,0228	0,0176	0,0123
0,49	0,49	0,1262	0,0984	0,0843	0,0709	0,0562	0,0453	0,0350	0,0245
0,59	0,59	0,2203	0,1717	0,1472	0,1238	0,0982	0,0790	0,0611	0,0428
0,69	0,69	0,3523	0,2746	0,2355	0,1981	0,1570	0,1264	0,0977	0,0684
0,79	0,79	0,5288	0,4122	0,3535	0,2972	0,2357	0,1897	0,1466	0,1026
0,89	0,89	0,7561	0,5894	0,5054	0,4250	0,3370	0,2712	0,2096	0,1468
0,99	0,99	1,0407	0,8112	0,6957	0,5850	0,4638	0,3733	0,2884	0,2020
1,09	1,09	1,3890	1,0827	0,9285	0,7807	0,6190	0,4982	0,3850	0,2696
1,19	1,19	1,8074	1,4089	1,2082	1,0160	0,8055	0,6483	0,5010	0,3508
1,29	1,29	2,3024	1,7947	1,5391	1,2942	1,0261	0,8259	0,6382	0,4469
1,39	1,39	2,8804	2,2453	1,9255	1,6191	1,2837	1,0332	0,7984	0,5591
1,49	1,49	3,5479	2,7656	2,3717	1,9943	1,5811	1,2726	0,9834	0,6886
1,59	1,59	4,3112	3,3606	2,8820	2,4234	1,9213	1,5464	1,1950	0,8368
1,69	1,69	5,1769	4,0354	3,4606	2,9100	2,3071	1,8569	1,4349	1,0048
1,79	1,79	6,1513	4,7950	4,1120	3,4577	2,7414	2,2065	1,7050	1,1940
1,89	1,89	7,2409	5,6443	4,8404	4,0702	3,2269	2,5973	2,0070	1,4055
1,99	1,99	8,4522	6,5885	5,6501	4,7511	3,7667	3,0318	2,3427	1,6406
2,09	2,09	9,7915	7,6325	6,5454	5,5039	4,3636	3,5122	2,7139	1,9005
2,19	2,19	11,2653	8,7813	7,5306	6,3323	5,0204	4,0408	3,1224	2,1866
2,29	2,29	12,8800	10,0400	8,6100	7,2400	5,7400	4,6200	3,5700	2,5000
2,47	0,18	11,8875	9,2663	7,9465	6,6821	5,2977	4,2640	3,2949	2,3074
2,67	0,38	10,8314	8,4431	7,2405	6,0884	4,8270	3,8852	3,0022	2,1024
2,87	0,58	9,8244	7,6581	6,5674	5,5224	4,3783	3,5240	2,7231	1,9069
3,07	0,78	8,8665	6,9115	5,9271	4,9840	3,9514	3,1804	2,4576	1,7210
3,27	0,98	7,9577	6,2031	5,3196	4,4731	3,5464	2,8544	2,2057	1,5446
3,47	1,18	7,0981	5,5330	4,7449	3,9899	3,1633	2,5461	1,9674	1,3777
3,67	1,38	6,2876	4,9012	4,2031	3,5343	2,8021	2,2553	1,7428	1,2204
3,87	1,58	5,5262	4,3077	3,6942	3,1063	2,4628	1,9822	1,5317	1,0726
4,07	1,78	4,8139	3,7525	3,2180	2,7060	2,1453	1,7267	1,3343	0,9344
4,27	1,98	4,1508	3,2356	2,7747	2,3332	1,8498	1,4889	1,1505	0,8057
4,47	2,18	3,5368	2,7569	2,3643	1,9881	1,5762	1,2686	0,9803	0,6865
4,67	2,38	2,9719	2,3166	1,9866	1,6705	1,3244	1,0660	0,8237	0,5768
4,87	2,58	2,4561	1,9145	1,6418	1,3806	1,0946	0,8810	0,6808	0,4767
5,07	2,78	1,9894	1,5508	1,3299	1,1183	0,8866	0,7136	0,5514	0,3861
5,27	2,98	1,5719	1,2253	1,0508	0,8836	0,7005	0,5638	0,4357	0,3051
5,47	3,18	1,2035	0,9381	0,8045	0,6765	0,5363	0,4317	0,3336	0,2336

**- Annexes -**

	Sous bassin	SB1							
	PR	1000	200	100	50	20	10	5	3
TEMPS (h)	Tm Td	1000 ans	200 ans	100 ans	50 ans	20 ans	10 ans	5 ans	3 ans
6,07	3,78	0,3930	0,3063	0,2627	0,2209	0,1751	0,1410	0,1089	0,0763
6,27	3,98	0,2210	0,1723	0,1478	0,1243	0,0985	0,0793	0,0613	0,0429
6,47	4,18	0,0982	0,0766	0,0657	0,0552	0,0438	0,0352	0,0272	0,0191
6,67	4,38	0,0246	0,0191	0,0164	0,0138	0,0109	0,0088	0,0068	0,0048
6,87	4,58	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000

**Détail de calcul de l' Hydrogrammes des crues du SB2 :**

	Sous bassin	SB2							
	PR	1000	200	100	50	20	10	5	3
TEMPS (h)	Tm Td	1000 ans	200 ans	100 ans	50 ans	20 ans	10 ans	5 ans	3 ans
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,07	0,070	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,17	0,170	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	0,000	0,000
0,27	0,270	0,006	0,005	0,004	0,003	0,003	0,002	0,002	0,001
0,37	0,370	0,015	0,012	0,010	0,008	0,007	0,005	0,004	0,003
0,47	0,470	0,031	0,024	0,021	0,017	0,014	0,011	0,009	0,006
0,57	0,570	0,055	0,043	0,037	0,031	0,024	0,020	0,015	0,011
0,67	0,670	0,089	0,069	0,059	0,050	0,040	0,032	0,025	0,017
0,77	0,770	0,135	0,105	0,090	0,076	0,060	0,048	0,037	0,026
0,87	0,870	0,195	0,152	0,130	0,110	0,087	0,070	0,054	0,038
0,97	0,970	0,270	0,211	0,180	0,152	0,120	0,097	0,075	0,052
1,07	1,070	0,362	0,283	0,242	0,204	0,162	0,130	0,101	0,070
1,17	1,170	0,474	0,369	0,317	0,267	0,211	0,170	0,132	0,092
1,27	1,270	0,606	0,473	0,405	0,341	0,270	0,217	0,168	0,118
1,37	1,370	0,761	0,593	0,508	0,428	0,339	0,273	0,211	0,148
1,47	1,470	0,940	0,733	0,628	0,529	0,419	0,337	0,261	0,183
1,57	1,570	1,145	0,893	0,765	0,644	0,511	0,411	0,318	0,222
1,67	1,670	1,378	1,074	0,921	0,775	0,615	0,494	0,382	0,268
1,77	1,770	1,641	1,279	1,096	0,923	0,732	0,588	0,455	0,319

**- Annexes -**

	Sous bassin	SB2							
	PR	1000	200	100	50	20	10	5	3
TEMPS (h)	Tm Td	1000 ans	200 ans	100 ans	50 ans	20 ans	10 ans	5 ans	3 ans
1,97	1,970	2,262	1,764	1,512	1,273	1,009	0,811	0,628	0,439
2,27	2,270	3,461	2,698	2,313	1,947	1,544	1,241	0,961	0,672
2,37	2,370	3,939	3,071	2,632	2,216	1,757	1,412	1,093	0,765
2,47	2,470	4,459	3,476	2,979	2,509	1,989	1,599	1,238	0,866
2,57	2,570	5,023	3,916	3,356	2,826	2,240	1,801	1,394	0,975
2,67	2,670	5,632	4,391	3,763	3,169	2,512	2,020	1,563	1,094
2,77	2,770	6,289	4,903	4,202	3,539	2,805	2,255	1,745	1,221
2,87	2,870	6,995	5,453	4,674	3,936	3,120	2,508	1,941	1,358
2,97	2,970	7,752	6,043	5,180	4,362	3,458	2,780	2,152	1,505
3,07	3,070	8,561	6,674	5,721	4,817	3,819	3,070	2,376	1,662
3,17	3,170	9,426	7,348	6,298	5,304	4,204	3,380	2,616	1,830
3,27	3,270	10,346	8,066	6,913	5,822	4,615	3,710	2,872	2,009
3,37	3,370	11,325	8,829	7,567	6,372	5,051	4,061	3,143	2,199
3,47	3,470	12,363	9,638	8,261	6,956	5,515	4,433	3,431	2,400
3,57	3,570	13,463	10,496	8,996	7,575	6,005	4,828	3,737	2,614
3,67	3,670	14,626	11,402	9,773	8,230	6,524	5,245	4,059	2,840
3,77	3,770	15,855	12,360	10,594	8,921	7,072	5,685	4,400	3,078
3,87	3,870	17,150	13,370	11,460	9,650	7,650	6,150	4,760	3,330
3,91	0,040	16,973	13,232	11,342	9,551	7,571	6,087	4,711	3,296
4,01	0,140	16,535	12,891	11,049	9,304	7,376	5,930	4,589	3,211
4,11	0,240	16,103	12,554	10,760	9,061	7,183	5,775	4,469	3,127
4,21	0,340	15,676	12,221	10,475	8,821	6,993	5,622	4,351	3,044
4,31	0,440	15,256	11,893	10,194	8,584	6,805	5,471	4,234	2,962
4,41	0,540	14,840	11,569	9,917	8,350	6,620	5,322	4,119	2,882
4,51	0,640	14,431	11,250	9,643	8,120	6,437	5,175	4,005	2,802
4,61	0,740	14,027	10,936	9,373	7,893	6,257	5,030	3,893	2,724
4,71	0,840	13,630	10,625	9,108	7,669	6,080	4,888	3,783	2,646

**- Annexes -**

	Sous bassin	SB2							
	PR	1000	200	100	50	20	10	5	3
TEMPS (h)	Tm Td	1000 ans	200 ans	100 ans	50 ans	20 ans	10 ans	5 ans	3 ans
5,21	1,340	11,726	9,141	7,835	6,598	5,230	4,205	3,255	2,277
5,31	1,440	11,362	8,858	7,592	6,393	5,068	4,074	3,154	2,206
5,41	1,540	11,004	8,579	7,353	6,192	4,909	3,946	3,054	2,137
5,51	1,640	10,652	8,304	7,118	5,994	4,752	3,820	2,957	2,068
5,61	1,740	10,306	8,034	6,887	5,799	4,597	3,696	2,860	2,001
5,71	1,840	9,965	7,769	6,659	5,607	4,445	3,574	2,766	1,935
5,81	1,940	9,630	7,508	6,435	5,419	4,296	3,453	2,673	1,870
5,91	2,040	9,301	7,251	6,215	5,234	4,149	3,335	2,582	1,806
6,01	2,140	8,978	6,999	5,999	5,052	4,005	3,219	2,492	1,743
6,11	2,240	8,660	6,751	5,787	4,873	3,863	3,105	2,404	1,681
6,21	2,340	8,348	6,508	5,578	4,697	3,724	2,994	2,317	1,621
6,31	2,440	8,041	6,269	5,373	4,525	3,587	2,884	2,232	1,561
6,41	2,540	7,741	6,035	5,173	4,356	3,453	2,776	2,148	1,503
6,51	2,640	7,446	5,805	4,976	4,190	3,321	2,670	2,067	1,446
6,61	2,740	7,157	5,579	4,782	4,027	3,192	2,566	1,986	1,390
6,71	2,840	6,873	5,358	4,593	3,868	3,066	2,465	1,908	1,335
6,81	2,940	6,596	5,142	4,407	3,711	2,942	2,365	1,831	1,281
6,91	3,040	6,324	4,930	4,226	3,558	2,821	2,268	1,755	1,228
7,01	3,140	6,058	4,722	4,048	3,408	2,702	2,172	1,681	1,176
7,11	3,240	5,797	4,519	3,874	3,262	2,586	2,079	1,609	1,126
7,21	3,340	5,542	4,321	3,703	3,119	2,472	1,987	1,538	1,076
7,31	3,440	5,293	4,127	3,537	2,978	2,361	1,898	1,469	1,028
7,41	3,540	5,050	3,937	3,374	2,841	2,253	1,811	1,402	0,981
7,51	3,640	4,812	3,752	3,216	2,708	2,147	1,726	1,336	0,934
7,61	3,740	4,580	3,571	3,061	2,577	2,043	1,643	1,271	0,889
7,71	3,840	4,354	3,395	2,910	2,450	1,942	1,561	1,209	0,845
7,81	3,940	4,134	3,223	2,762	2,326	1,844	1,482	1,147	0,803

**- Annexes -**

	Sous bassin	SB2							
	PR	1000	200	100	50	20	10	5	3
TEMPS (h)	Tm Td	1000 ans	200 ans	100 ans	50 ans	20 ans	10 ans	5 ans	3 ans
8,31	4,440	3,118	2,430	2,083	1,754	1,391	1,118	0,865	0,605
8,41	4,540	2,931	2,285	1,959	1,649	1,308	1,051	0,814	0,569
8,51	4,640	2,751	2,145	1,838	1,548	1,227	0,987	0,764	0,534
8,61	4,740	2,576	2,009	1,722	1,450	1,149	0,924	0,715	0,500
8,71	4,840	2,408	1,877	1,609	1,355	1,074	0,863	0,668	0,467
8,81	4,940	2,244	1,750	1,500	1,263	1,001	0,805	0,623	0,436
8,91	5,040	2,087	1,627	1,395	1,174	0,931	0,748	0,579	0,405
9,01	5,140	1,935	1,509	1,293	1,089	0,863	0,694	0,537	0,376
9,11	5,240	1,789	1,395	1,196	1,007	0,798	0,642	0,497	0,347
9,21	5,340	1,649	1,285	1,102	0,928	0,736	0,591	0,458	0,320
9,31	5,440	1,514	1,181	1,012	0,852	0,676	0,543	0,420	0,294
9,41	5,540	1,386	1,080	0,926	0,780	0,618	0,497	0,385	0,269
9,51	5,640	1,262	0,984	0,844	0,710	0,563	0,453	0,350	0,245
9,61	5,740	1,145	0,893	0,765	0,644	0,511	0,411	0,318	0,222
9,71	5,840	1,033	0,806	0,691	0,582	0,461	0,371	0,287	0,201
9,81	5,940	0,928	0,723	0,620	0,522	0,414	0,333	0,257	0,180
9,91	6,040	0,827	0,645	0,553	0,466	0,369	0,297	0,230	0,161
10,01	6,140	0,733	0,571	0,490	0,412	0,327	0,263	0,203	0,142
10,11	6,240	0,644	0,502	0,430	0,362	0,287	0,231	0,179	0,125
10,21	6,340	0,561	0,437	0,375	0,316	0,250	0,201	0,156	0,109
10,31	6,440	0,484	0,377	0,323	0,272	0,216	0,173	0,134	0,094
10,41	6,540	0,412	0,321	0,275	0,232	0,184	0,148	0,114	0,080
10,51	6,640	0,346	0,270	0,231	0,195	0,155	0,124	0,096	0,067
10,61	6,740	0,286	0,223	0,191	0,161	0,128	0,103	0,079	0,056
10,71	6,840	0,232	0,181	0,155	0,130	0,103	0,083	0,064	0,045
10,81	6,940	0,183	0,143	0,122	0,103	0,082	0,066	0,051	0,036
10,91	7,040	0,140	0,109	0,094	0,079	0,063	0,050	0,039	0,027

**- Annexes -**

	Sous bassin	SB2							
	PR	1000	200	100	50	20	10	5	3
TEMPS (h)	Tm Td	1000 ans	200 ans	100 ans	50 ans	20 ans	10 ans	5 ans	3 ans
11,41	7,540	0,011	0,009	0,008	0,006	0,005	0,004	0,003	0,002
11,51	7,640	0,003	0,002	0,002	0,002	0,001	0,001	0,001	0,001
11,61	7,740	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

**Détail de calcul de l' Hydrogrammes des crues du SB3 :**

	Sous bassin	SB3							
	PR	1000	200	100	50	20	10	5	3
TEMPS (h)	Tm Td	1000 ans	200 ans	100 ans	50 ans	20 ans	10 ans	5 ans	3 ans
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,03	0,030	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,13	0,130	0,002	0,002	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	0,000
0,23	0,230	0,011	0,009	0,007	0,006	0,005	0,004	0,003	0,002
0,33	0,330	0,033	0,026	0,022	0,019	0,015	0,012	0,009	0,006
0,43	0,430	0,073	0,057	0,049	0,041	0,032	0,026	0,020	0,014
0,53	0,530	0,136	0,106	0,091	0,077	0,061	0,049	0,038	0,026
0,63	0,630	0,229	0,178	0,153	0,129	0,102	0,082	0,064	0,044
0,73	0,730	0,356	0,278	0,238	0,200	0,159	0,128	0,099	0,069
0,83	0,830	0,524	0,408	0,350	0,294	0,233	0,188	0,145	0,102
0,93	0,930	0,737	0,574	0,492	0,414	0,328	0,264	0,204	0,143
1,03	1,030	1,001	0,780	0,669	0,563	0,446	0,359	0,278	0,194
1,13	1,130	1,322	1,030	0,883	0,743	0,589	0,474	0,367	0,256
1,23	1,230	1,704	1,328	1,139	0,958	0,760	0,611	0,473	0,331
1,33	1,330	2,155	1,679	1,439	1,211	0,961	0,773	0,598	0,418
1,43	1,430	2,678	2,087	1,789	1,505	1,194	0,960	0,743	0,520
1,53	1,530	3,281	2,556	2,191	1,844	1,462	1,176	0,910	0,636
1,63	1,630	3,967	3,090	2,650	2,230	1,768	1,422	1,100	0,770
1,73	1,730	4,743	3,695	3,168	2,666	2,114	1,700	1,315	0,920
1,83	1,830	5,613	4,373	3,750	3,155	2,502	2,012	1,557	1,089
1,93	1,930	6,585	5,130	4,399	3,701	2,935	2,361	1,826	1,278
2,03	2,030	7,662	5,970	5,118	4,307	3,416	2,747	2,125	1,487
2,13	2,130	8,852	6,896	5,913	4,975	3,946	3,173	2,455	1,717
2,23	2,230	10,158	7,914	6,785	5,709	4,528	3,642	2,817	1,971
2,33	2,330	11,586	9,027	7,739	6,512	5,165	4,154	3,213	2,248
2,43	2,430	13,143	10,240	8,779	7,387	5,858	4,712	3,645	2,550
2,53	2,530	14,833	11,556	9,908	8,337	6,612	5,318	4,114	2,878
2,63	2,630	16,663	12,982	11,130	9,366	7,427	5,974	4,621	3,233

*- Annexes -*

	Sous bassin	SB3							
	PR	1000	200	100	50	20	10	5	3
TEMPS (h)	Tm Td	1000 ans	200 ans	100 ans	50 ans	20 ans	10 ans	5 ans	3 ans
2,93	2,930	23,040	17,950	15,390	12,950	10,270	8,260	6,390	4,470
2,99	0,060	22,563	17,578	15,071	12,682	10,057	8,089	6,258	4,377
3,09	0,160	21,778	16,967	14,547	12,241	9,707	7,807	6,040	4,225
3,19	0,260	21,007	16,366	14,032	11,807	9,364	7,531	5,826	4,076
3,29	0,360	20,250	15,776	13,526	11,382	9,026	7,260	5,616	3,929
3,39	0,460	19,507	15,197	13,030	10,964	8,695	6,993	5,410	3,785
3,49	0,560	18,778	14,629	12,543	10,554	8,370	6,732	5,208	3,643
3,59	0,660	18,063	14,072	12,065	10,152	8,051	6,476	5,010	3,504
3,69	0,760	17,361	13,526	11,597	9,758	7,739	6,224	4,815	3,368
3,79	0,860	16,674	12,990	11,137	9,372	7,432	5,978	4,624	3,235
3,89	0,960	16,000	12,465	10,688	8,993	7,132	5,736	4,437	3,104
3,99	1,060	15,340	11,951	10,247	8,622	6,838	5,500	4,255	2,976
4,09	1,160	14,694	11,448	9,815	8,259	6,550	5,268	4,075	2,851
4,19	1,260	14,063	10,956	9,393	7,904	6,268	5,042	3,900	2,728
4,29	1,360	13,444	10,474	8,980	7,557	5,993	4,820	3,729	2,608
4,39	1,460	12,840	10,004	8,577	7,217	5,724	4,603	3,561	2,491
4,49	1,560	12,250	9,544	8,183	6,885	5,460	4,392	3,397	2,377
4,59	1,660	11,674	9,095	7,798	6,561	5,203	4,185	3,238	2,265
4,69	1,760	11,111	8,656	7,422	6,245	4,953	3,983	3,082	2,156
4,79	1,860	10,563	8,229	7,055	5,937	4,708	3,787	2,929	2,049
4,89	1,960	10,028	7,812	6,698	5,636	4,470	3,595	2,781	1,945
4,99	2,060	9,507	7,407	6,350	5,344	4,238	3,408	2,637	1,844
5,09	2,160	9,000	7,012	6,012	5,059	4,012	3,227	2,496	1,746
5,19	2,260	8,507	6,628	5,682	4,781	3,792	3,050	2,359	1,650
5,29	2,360	8,028	6,254	5,362	4,512	3,578	2,878	2,226	1,557
5,39	2,460	7,562	5,892	5,052	4,251	3,371	2,711	2,097	1,467
5,49	2,560	7,111	5,540	4,750	3,997	3,170	2,549	1,972	1,380
5,59	2,660	6,674	5,199	4,458	3,751	2,975	2,393	1,851	1,295
5,69	2,760	6,250	4,869	4,175	3,513	2,786	2,241	1,733	1,213
5,79	2,860	5,840	4,550	3,901	3,283	2,603	2,094	1,620	1,133
5,89	2,960	5,444	4,242	3,637	3,060	2,427	1,952	1,510	1,056
5,99	3,060	5,062	3,944	3,382	2,845	2,257	1,815	1,404	0,982
6,09	3,160	4,694	3,657	3,136	2,639	2,093	1,683	1,302	0,911
6,19	3,260	4,340	3,381	2,899	2,440	1,935	1,556	1,204	0,842
6,29	3,360	4,000	3,116	2,672	2,248	1,783	1,434	1,109	0,776
6,39	3,460	3,674	2,862	2,454	2,065	1,637	1,317	1,019	0,713
6,49	3,560	3,361	2,619	2,245	1,889	1,498	1,205	0,932	0,652
6,59	3,660	3,062	2,386	2,046	1,721	1,365	1,098	0,849	0,594
6,69	3,760	2,778	2,164	1,855	1,561	1,238	0,996	0,770	0,539
6,79	3,860	2,507	1,953	1,675	1,409	1,117	0,899	0,695	0,486

## - Annexes -

	Sous bassin		SB3							
	PR		1000	200	100	50	20	10	5	3
TEMPS (h)	Tm Td		1000 ans	200 ans	100 ans	50 ans	20 ans	10 ans	5 ans	3 ans
7,29	4,360		1,361	1,060	0,909	0,765	0,607	0,488	0,377	0,264
7,39	4,460		1,174	0,914	0,784	0,660	0,523	0,421	0,325	0,228
7,49	4,560		1,000	0,779	0,668	0,562	0,446	0,359	0,277	0,194
7,59	4,660		0,840	0,655	0,561	0,472	0,375	0,301	0,233	0,163
7,69	4,760		0,694	0,541	0,464	0,390	0,310	0,249	0,193	0,135
7,79	4,860		0,562	0,438	0,376	0,316	0,251	0,202	0,156	0,109
7,89	4,960		0,444	0,346	0,297	0,250	0,198	0,159	0,123	0,086
7,99	5,060		0,340	0,265	0,227	0,191	0,152	0,122	0,094	0,066
8,09	5,160		0,250	0,195	0,167	0,141	0,111	0,090	0,069	0,049
8,19	5,260		0,174	0,135	0,116	0,098	0,077	0,062	0,048	0,034
8,29	5,360		0,111	0,087	0,074	0,062	0,050	0,040	0,031	0,022
8,39	5,460		0,062	0,049	0,042	0,035	0,028	0,022	0,017	0,012
8,49	5,560		0,028	0,022	0,019	0,016	0,012	0,010	0,008	0,005
8,59	5,660		0,007	0,005	0,005	0,004	0,003	0,002	0,002	0,001
8,69	5,760		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

### Détail de calcul de l' Hydrogrammes des crues du SB4 :

	Sous bassin		SB4							
	PR		1000	200	100	50	20	10	5	3
TEMPS (h)	Tm Td		1000 ans	200 ans	100 ans	50 ans	20 ans	10 ans	5 ans	3 ans
0	0,000		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,08	0,080		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,18	0,180		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,28	0,280		0,001	0,001	0,001	0,001	0,000	0,000	0,000	0,000
0,38	0,380		0,003	0,002	0,002	0,002	0,001	0,001	0,001	0,001
0,48	0,480		0,006	0,004	0,004	0,003	0,003	0,002	0,002	0,001
0,58	0,580		0,010	0,008	0,007	0,006	0,004	0,004	0,003	0,002
0,68	0,680		0,016	0,012	0,011	0,009	0,007	0,006	0,004	0,003
0,78	0,780		0,024	0,019	0,016	0,014	0,011	0,009	0,007	0,005
0,88	0,880		0,035	0,027	0,023	0,019	0,015	0,012	0,010	0,007
0,98	0,980		0,048	0,037	0,032	0,027	0,021	0,017	0,013	0,009
1,08	1,080		0,064	0,050	0,043	0,036	0,029	0,023	0,018	0,012
1,18	1,180		0,083	0,065	0,056	0,047	0,037	0,030	0,023	0,016
1,28	1,280		0,106	0,083	0,071	0,060	0,048	0,038	0,030	0,021
1,38	1,380		0,133	0,104	0,089	0,075	0,060	0,048	0,037	0,026
1,48	1,480		0,164	0,128	0,110	0,092	0,073	0,059	0,046	0,032
1,58	1,580		0,200	0,156	0,134	0,113	0,089	0,072	0,056	0,039
1,68	1,680		0,241	0,187	0,161	0,135	0,107	0,086	0,067	0,047
1,78	1,780		0,286	0,223	0,191	0,161	0,128	0,103	0,080	0,055
1,88	1,880		0,337	0,263	0,225	0,190	0,151	0,121	0,094	0,065

*- Annexes -*

	Sous bassin	SB4							
	PR	1000	200	100	50	20	10	5	3
TEMPS (h)	Tm Td	1000 ans	200 ans	100 ans	50 ans	20 ans	10 ans	5 ans	3 ans
2,38	2,380	0,684	0,533	0,457	0,385	0,305	0,246	0,190	0,133
2,48	2,480	0,774	0,603	0,517	0,435	0,346	0,278	0,215	0,150
2,58	2,580	0,871	0,679	0,582	0,490	0,389	0,313	0,242	0,169
2,68	2,680	0,976	0,761	0,652	0,549	0,436	0,351	0,272	0,189
2,78	2,780	1,090	0,849	0,728	0,613	0,487	0,392	0,303	0,211
2,88	2,880	1,212	0,944	0,809	0,681	0,541	0,435	0,337	0,235
2,98	2,980	1,342	1,046	0,896	0,755	0,600	0,482	0,373	0,260
3,08	3,080	1,482	1,154	0,990	0,834	0,662	0,533	0,412	0,288
3,18	3,180	1,631	1,271	1,089	0,917	0,729	0,586	0,454	0,316
3,28	3,280	1,790	1,394	1,195	1,007	0,799	0,643	0,498	0,347
3,38	3,380	1,959	1,526	1,308	1,102	0,875	0,704	0,545	0,380
3,48	3,480	2,138	1,665	1,427	1,202	0,955	0,768	0,595	0,415
3,58	3,580	2,327	1,813	1,554	1,309	1,039	0,836	0,647	0,451
3,68	3,680	2,528	1,969	1,688	1,422	1,129	0,909	0,703	0,490
3,78	3,780	2,740	2,134	1,829	1,541	1,224	0,985	0,762	0,531
3,88	3,880	2,963	2,308	1,978	1,666	1,323	1,065	0,824	0,575
3,98	3,980	3,198	2,491	2,135	1,799	1,428	1,149	0,890	0,620
4,08	4,080	3,445	2,684	2,300	1,938	1,539	1,238	0,958	0,668
4,18	4,180	3,705	2,886	2,474	2,084	1,655	1,331	1,031	0,719
4,28	4,280	3,977	3,098	2,655	2,237	1,776	1,429	1,106	0,771
4,38	4,380	4,262	3,320	2,846	2,397	1,904	1,532	1,186	0,827
4,48	4,480	4,561	3,553	3,045	2,565	2,037	1,639	1,269	0,885
4,58	4,580	4,873	3,796	3,254	2,741	2,177	1,751	1,356	0,945
4,68	4,680	5,200	4,050	3,472	2,924	2,322	1,869	1,446	1,009
4,78	4,780	5,540	4,315	3,699	3,116	2,474	1,991	1,541	1,075
4,88	4,880	5,895	4,592	3,936	3,315	2,633	2,119	1,640	1,144
4,98	4,980	6,265	4,880	4,183	3,523	2,798	2,252	1,743	1,215
5,08	5,080	6,650	5,180	4,440	3,740	2,970	2,390	1,850	1,290
5,14	0,060	6,572	5,119	4,388	3,696	2,935	2,362	1,828	1,275
5,24	0,160	6,442	5,018	4,301	3,623	2,877	2,315	1,792	1,250
5,34	0,260	6,314	4,918	4,216	3,551	2,820	2,269	1,757	1,225
5,44	0,360	6,187	4,819	4,131	3,480	2,763	2,224	1,721	1,200
5,54	0,460	6,061	4,722	4,047	3,409	2,707	2,178	1,686	1,176
5,64	0,560	5,937	4,625	3,964	3,339	2,652	2,134	1,652	1,152
5,74	0,660	5,814	4,529	3,882	3,270	2,597	2,090	1,617	1,128
5,84	0,760	5,692	4,434	3,801	3,201	2,542	2,046	1,584	1,104
5,94	0,860	5,572	4,340	3,720	3,134	2,488	2,003	1,550	1,081
6,04	0,960	5,453	4,247	3,641	3,067	2,435	1,960	1,517	1,058
6,14	1,060	5,335	4,156	3,562	3,000	2,383	1,917	1,484	1,035
6,24	1,160	5,218	4,065	3,484	2,935	2,331	1,875	1,452	1,012

*- Annexes -*

	Sous bassin	SB4							
	PR	1000	200	100	50	20	10	5	3
TEMPS (h)	Tm Td	1000 ans	200 ans	100 ans	50 ans	20 ans	10 ans	5 ans	3 ans
6,74	1,660	4,654	3,626	3,108	2,618	2,079	1,673	1,295	0,903
6,84	1,760	4,546	3,541	3,035	2,556	2,030	1,634	1,265	0,882
6,94	1,860	4,438	3,457	2,963	2,496	1,982	1,595	1,235	0,861
7,04	1,960	4,332	3,374	2,892	2,436	1,935	1,557	1,205	0,840
7,14	2,060	4,227	3,292	2,822	2,377	1,888	1,519	1,176	0,820
7,24	2,160	4,123	3,212	2,753	2,319	1,841	1,482	1,147	0,800
7,34	2,260	4,021	3,132	2,684	2,261	1,796	1,445	1,119	0,780
7,44	2,360	3,919	3,053	2,617	2,204	1,750	1,409	1,090	0,760
7,54	2,460	3,820	2,975	2,550	2,148	1,706	1,373	1,063	0,741
7,64	2,560	3,721	2,898	2,484	2,093	1,662	1,337	1,035	0,722
7,74	2,660	3,624	2,823	2,419	2,038	1,618	1,302	1,008	0,703
7,84	2,760	3,528	2,748	2,355	1,984	1,576	1,268	0,981	0,684
7,94	2,860	3,433	2,674	2,292	1,931	1,533	1,234	0,955	0,666
8,04	2,960	3,340	2,601	2,230	1,878	1,492	1,200	0,929	0,648
8,14	3,060	3,248	2,530	2,168	1,826	1,450	1,167	0,903	0,630
8,24	3,160	3,157	2,459	2,108	1,775	1,410	1,135	0,878	0,612
8,34	3,260	3,067	2,389	2,048	1,725	1,370	1,102	0,853	0,595
8,44	3,360	2,979	2,320	1,989	1,675	1,330	1,071	0,829	0,578
8,54	3,460	2,892	2,253	1,931	1,626	1,292	1,039	0,805	0,561
8,64	3,560	2,806	2,186	1,874	1,578	1,253	1,009	0,781	0,544
8,74	3,660	2,722	2,120	1,817	1,531	1,216	0,978	0,757	0,528
8,84	3,760	2,639	2,055	1,762	1,484	1,178	0,948	0,734	0,512
8,94	3,860	2,557	1,992	1,707	1,438	1,142	0,919	0,711	0,496
9,04	3,960	2,476	1,929	1,653	1,393	1,106	0,890	0,689	0,480
9,14	4,060	2,397	1,867	1,600	1,348	1,071	0,862	0,667	0,465
9,24	4,160	2,319	1,807	1,548	1,304	1,036	0,834	0,645	0,450
9,34	4,260	2,243	1,747	1,497	1,261	1,002	0,806	0,624	0,435
9,44	4,360	2,167	1,688	1,447	1,219	0,968	0,779	0,603	0,420
9,54	4,460	2,093	1,630	1,397	1,177	0,935	0,752	0,582	0,406
9,64	4,560	2,020	1,574	1,349	1,136	0,902	0,726	0,562	0,392
9,74	4,660	1,949	1,518	1,301	1,096	0,870	0,700	0,542	0,378
9,84	4,760	1,879	1,463	1,254	1,057	0,839	0,675	0,523	0,364
9,94	4,860	1,810	1,410	1,208	1,018	0,808	0,650	0,503	0,351
10,04	4,960	1,742	1,357	1,163	0,980	0,778	0,626	0,485	0,338
10,14	5,060	1,676	1,305	1,119	0,942	0,748	0,602	0,466	0,325
10,24	5,160	1,611	1,255	1,075	0,906	0,719	0,579	0,448	0,312
10,34	5,260	1,547	1,205	1,033	0,870	0,691	0,556	0,430	0,300
10,44	5,360	1,484	1,156	0,991	0,835	0,663	0,533	0,413	0,288
10,54	5,460	1,423	1,109	0,950	0,800	0,636	0,511	0,396	0,276
10,64	5,560	1,363	1,062	0,910	0,767	0,609	0,490	0,379	0,264
10,74	5,660	1,305	1,016	0,871	0,734	0,583	0,469	0,363	0,253

*- Annexes -*

	Sous bassin	SB4							
	PR	1000	200	100	50	20	10	5	3
TEMPS (h)	Tm Td	1000 ans	200 ans	100 ans	50 ans	20 ans	10 ans	5 ans	3 ans
11,04	5,960	1,136	0,885	0,759	0,639	0,508	0,408	0,316	0,220
11,14	6,060	1,083	0,844	0,723	0,609	0,484	0,389	0,301	0,210
11,24	6,160	1,031	0,803	0,688	0,580	0,460	0,370	0,287	0,200
11,34	6,260	0,980	0,763	0,654	0,551	0,438	0,352	0,273	0,190
11,44	6,360	0,930	0,725	0,621	0,523	0,415	0,334	0,259	0,180
11,54	6,460	0,882	0,687	0,589	0,496	0,394	0,317	0,245	0,171
11,64	6,560	0,835	0,650	0,557	0,470	0,373	0,300	0,232	0,162
11,74	6,660	0,789	0,615	0,527	0,444	0,352	0,284	0,220	0,153
11,84	6,760	0,745	0,580	0,497	0,419	0,333	0,268	0,207	0,144
11,94	6,860	0,702	0,546	0,468	0,395	0,313	0,252	0,195	0,136
12,04	6,960	0,660	0,514	0,440	0,371	0,295	0,237	0,184	0,128
12,14	7,060	0,619	0,482	0,413	0,348	0,276	0,223	0,172	0,120
12,24	7,160	0,580	0,452	0,387	0,326	0,259	0,208	0,161	0,112
12,34	7,260	0,542	0,422	0,362	0,305	0,242	0,195	0,151	0,105
12,44	7,360	0,505	0,393	0,337	0,284	0,226	0,182	0,141	0,098
12,54	7,460	0,470	0,366	0,314	0,264	0,210	0,169	0,131	0,091
12,64	7,560	0,435	0,339	0,291	0,245	0,194	0,157	0,121	0,084
12,74	7,660	0,403	0,314	0,269	0,226	0,180	0,145	0,112	0,078
12,84	7,760	0,371	0,289	0,248	0,209	0,166	0,133	0,103	0,072
12,94	7,860	0,341	0,265	0,228	0,192	0,152	0,122	0,095	0,066
13,04	7,960	0,312	0,243	0,208	0,175	0,139	0,112	0,087	0,060
13,14	8,060	0,284	0,221	0,190	0,160	0,127	0,102	0,079	0,055
13,24	8,160	0,258	0,201	0,172	0,145	0,115	0,093	0,072	0,050
13,34	8,260	0,233	0,181	0,155	0,131	0,104	0,084	0,065	0,045
13,44	8,360	0,209	0,163	0,139	0,117	0,093	0,075	0,058	0,040
13,54	8,460	0,186	0,145	0,124	0,105	0,083	0,067	0,052	0,036
13,64	8,560	0,165	0,128	0,110	0,093	0,074	0,059	0,046	0,032
13,74	8,660	0,145	0,113	0,097	0,082	0,065	0,052	0,040	0,028
13,84	8,760	0,126	0,098	0,084	0,071	0,056	0,045	0,035	0,024
13,94	8,860	0,109	0,085	0,073	0,061	0,049	0,039	0,030	0,021
14,04	8,960	0,093	0,072	0,062	0,052	0,041	0,033	0,026	0,018
14,14	9,060	0,078	0,061	0,052	0,044	0,035	0,028	0,022	0,015
14,24	9,160	0,064	0,050	0,043	0,036	0,029	0,023	0,018	0,012
14,34	9,260	0,052	0,041	0,035	0,029	0,023	0,019	0,015	0,010
14,44	9,360	0,041	0,032	0,028	0,023	0,018	0,015	0,011	0,008
14,54	9,460	0,032	0,025	0,021	0,018	0,014	0,011	0,009	0,006
14,64	9,560	0,023	0,018	0,015	0,013	0,010	0,008	0,006	0,004
14,74	9,660	0,016	0,013	0,011	0,009	0,007	0,006	0,004	0,003
14,84	9,760	0,010	0,008	0,007	0,006	0,005	0,004	0,003	0,002
15,14	9,960	0,003	0,002	0,002	0,001	0,001	0,001	0,001	0,000