

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي



BADJI MOKHTAR-ANNABA UNIVERSITY

جامعة باجي مختار-عنابة

UNIVERSITE BADJI MOKHTAR-ANNABA Année 2021

Faculté des sciences de l'ingénieur

Département d'Hydraulique

**THESE**

Présentée en vue de l'obtention du diplôme de

**DOCTORAT**

**Option:** Hydraulique

**THEME**

*Evaluation de l'intensité des pluies selon la  
période de retour et la durée*

Par

**BOUKHARI GHANIA**

**DEVANT LE JURY**

|                    |                             |            |               |
|--------------------|-----------------------------|------------|---------------|
| <b>Président:</b>  | <b>DJEMILI LAKHDAR</b>      | <b>Pr.</b> | U.B.M Annaba  |
| <b>Rapporteur:</b> | <b>AMARCHI HOCINE</b>       | <b>Pr.</b> | U.B.M .Annaba |
| <b>Examineurs:</b> | <b>BENABDESSELAM TAMARA</b> | <b>Pr.</b> | U. B.M Annaba |
|                    | <b>ZEGHADNIA LOTFI</b>      | <b>Pr.</b> | U. SoukAhras  |
|                    | <b>HEDDAM SALIM</b>         | <b>Pr.</b> | Univ. Skikda  |

# *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail à :*  
*Mes Parents, mon Mari, mes deux*  
*chères filles Meriem et Lieneb,*  
*Mes sœurs, mes frères*  
*Ainsi toute la famille et*  
*Mes amies.*

*A tous ceux qui ont contribué de près*

*ou*

*de soin à ma réussite.*

## REMERCIEMENTS

En premier lieu je tiens à remercier Dieu qui m'adonné le courage pour compléter ce modeste travail.

Je tiens à présenter mes humbles et sincères remerciements ainsi que toute ma reconnaissance et ma profonde gratitude à mon directeur de Thèse le Professeur **AMARCHI Hocine**, pour tous ses aides et ses précieux conseils et pour l'intérêt qu'il a porté pour l'aboutissement de ce travail. Mes grands remerciements à madame **BENABDESSELAM Tamara professeur** à l'université d'Annaba, pour ces précieux conseils.

Tous mes vifs remerciements vont également à Monsieur le président de membre du jury **DJEMILI Lakhdar** Professeur à l'université d'Annaba, au professeur **ZEGHADNIA Lotfi** de l'université de SoukAhras, et Professeur **HEDDAM SALIM** de l'université de Skikda

Et je tiens à remercier également toute ma famille pour toutes leurs aide et soutien.

## Résumé

En Algérie avec la croissance démographique qui engendre l'extension de l'urbanisation, le développement de l'industrie et du secteur agricole, il est nécessaire de contrôler la ressource en eau et de prédire les risques hydrologiques. Pour cela, il est important de connaître la répartition spatiale des pluies ainsi que les occurrences et intensités des événements extrêmes. La relation de l'intensité, durée, fréquence des maxima annuels de précipitations issue d'analyse statistique des données provenant des stations équipés de pluviomètres à augets basculaires, constitue aujourd'hui un outil de référence pour les différents utilisateurs. Ces outils sont convenablement utilisés pour le dimensionnement des ouvrages hydrauliques en fonction d'un niveau de risque ou d'un niveau de service défini dans les différents secteurs.

L'objectif est la caractérisation des régimes d'averses en calculant les paramètres des courbes : Intensité Durée Fréquence (IDF) en tout point de la région Nord-est de l'Algérie pour diverses durées. Dans cette perspective, l'analyse statistique du maximum annuel révèle la prévalence du choix de la loi des Valeurs Extrêmes Généralisées (GEV) sur son cas particulier Gumbel. Ce choix est important puisqu'il est directement lié à la sécurité des structures hydrauliques, à l'établissement des zones d'inondations et à l'estimation des événements extrêmes. Trois types d'équations empiriques Montana, Talbot et Keifer-Chu ont été utilisés pour l'établissement des courbes Intensité - Durée - Fréquence des précipitations et une éventuelle comparaison dans le nord-est Algérien.

### Mots-clés :

Pluies extrêmes, Intensité maximale, loi Gumbel, loi GEV, Courbes IDF, Inondation.

## **Abstract**

In Algeria, where the population growth is leading to the expansion of urbanization and the development of industry and the agricultural sector, controlling the water resources and to predicting the hydrological risks is necessary. That is why it is important to know the spatial distribution of rainfall and the occurrences and intensities of extreme events. The relationship of the intensity, duration, frequency of the annual maximum precipitation from statistical analysis of the data that were carried out from stations equipped with tipping bucket rain gauge, is established today as a reference tool for different users. These tools are properly used for the design of hydraulic structures according to risk level or defined level of service in different sectors.

The objective is the characterization of rainfall patterns by calculating the parameters of the curves: Intensity Duration Frequency (IDF) of the North-East region of Algeria for different durations. In this perspective, the statistical analysis of the annual maximum reveals the prevalence of the choice of the (GEV) distribution or its particular Gumbel. Case distribution, which is significant because it is directly related to the safety of the hydraulic structures, to the establishment of flood zones and estimation of extreme events. Three empirical equations, namely 'Montana, Talbot, and Keif-Chi', were used to establish the Intensity - Duration – Frequency curves of the precipitation and a prospective comparison in the North-East of Algeria.

## **Keywords**

Extreme precipitation maximum intensity, Gumbel law, GEV law, IDF curves, floods.

## الملخص:

تعد معرفة أنماط هطول الأمطار أمرًا ضروريًا في العديد من المجالات مثل الزراعة والصناعة ومعرفة الكوارث الطبيعية مثل الفيضانات وحركات الأراضي، والتي غالبًا ما يكون تأثيرها على المناطق الحضرية اقتصاديا وإنسانيا. يؤدي النمو السكاني في الجزائر إلى توسيع نطاق التوسع الحضري وتطوير الصناعة والقطاع الزراعي، لذلك من الضروري السيطرة على الموارد المائية والتنبؤ بالمخاطر الهيدرولوجية. من أجل ذلك من المهم معرفة التوزيع المكاني لهطول الأمطار بالإضافة إلى شدة الأحداث المتطرفة. إن العلاقة بين شدة ومدة وتواتر الحد الأقصى السنوي لهطول الأمطار من التحليل الإحصائي للبيانات التي تم إجراؤها من المحطات المجهزة بمقياس دلو مقياس المطر، هي اليوم أداة مرجعية لمختلف المستخدمين. يتم استخدام هذه الأدوات بشكل صحيح لتصميم الهياكل الهيدروليكية وفقًا لمستوى الخطر أو مستوى الخدمة المحدد في القطاعات المختلفة.

الهدف من ذلك هو تحديد أنماط هطول الأمطار من خلال حساب وإضفاء الطابع الإقليمي على معلمات شدة مدة التردد (IDF) في شمال شرق الجزائر لفترات مختلفة في هذا المنظور، يكشف التحليل الإحصائي للحد الأقصى السنوي عن مدى اختيار قانون القيمة القصوى العامة (GEV) وأحواله الخاصة جامبل (Gumbel) وهو أمر مهم نظرًا لارتباطه المباشر بسلامة الهياكل الهيدروليكية، وإنشاء مناطق الفيضانات وتقدير الأحداث المتطرفة.

تم استخدام ثلاثة أنواع من المعادلات التجريبية، وهي "مونتانا، تالبوت، وكيفنشي"، لإنشاء منحنيات الكثافة-المدة- التواتر منحنيات الهطول والمقارنة المحتملة في شمال شرق الجزائر.

## الكلمات المفتاحية:

أمطار غزيرة، أقصى كثافة، قانون جامبل، قانون GEV، منحنيات شدة مدة لتردد (IDF)، الفيضانات.

## Table des matières

Remerciements

Résumé

Table des matières

Liste des tableaux

Liste des figures

### INTRODUCTION GENERALE

1-Introduction.....01

2-Plan de l'étude.....02

### CHAPITRE 1 : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

1.1. Introduction.....04

1.2. La Pluie .....04

1.2.1. Les Appareils de Mesure de la Pluie .....04

1.2.2. Les erreurs de mesure.....07

1.2.3. Les Caractéristiques des Pluies.....08

1.3. Courbes déduites des enregistrements d'un Pluviographe.....09

1.4. Définition des Courbes Intensité Durée Fréquence (*IDF*).....11

### CHAPITRE 2 : METHODES D'EVALUATION DES DEBITS PLUVIAUX

2.1. Généralités.....17

2.2. Méthode rationnelle.....18

2.3. Mode d'établissement de la formule superficielle (Caquot).....18

2.4. Méthode de l'intensité limitée de pluie (élaborée en Ex URSS).....23

2.5. Conclusions .....27

### CHAPITRE 3 : ESSAI THEORIQUE DE LA FORMATION DES EAUX DE PLUIE

3.1. Généralité.....29

|  |    |
|--|----|
| 3.2. Notion de bassin versant.....                               | 29 |
| 3.3. Répartition des eaux de pluies dans un bassin versant.....  | 30 |
| 3.4. Durée, intensité et fréquence d'une averse.....             | 31 |
| 3.5. Etude théorique du débit à la sortie du bassin versant..... | 32 |
| 3.6. Coefficient de ruissellement.....                           | 38 |
| 3.7. Intensité d'une pluie.....                                  | 38 |
| 3.8. Accroissement de la surface alimentée.....                  | 41 |
| 3.9. Remplissage des tuyaux du réseau d'assainissement .....     | 44 |
| 3.10. Conclusions.....   | 47 |

## **CHAPITRE 4 : ANALYSE FREQUENTIELLE ET LOIS DE PROBABILITE**

|  |    |
|--|----|
| 4.1. Introduction .....  | 51 |
| 4.2. Prévision Hydrologique .....                                    | 51 |
| 4.3. Les Inondations .....   | 51 |
| 4.3.1. Les Types des Inondations .....                               | 52 |
| 4.3.2. Causes naturelles et facteurs d'aggravation d'inondation..... | 54 |
| 4.4. Analyse Fréquentielle .....                                     | 55 |
| 4.5. Lois de Distributions Statistiques .....                        | 58 |
| 4.5.1. Loi de Gumbel (distribution des valeurs extrêmes) .....       | 58 |
| 4.5.2. Loi Normale ou loi de Gauss .....                             | 59 |
| 4.5.3. Loi log-Normale ou loi de Galton.....                         | 60 |
| 4.5.4. Loi Gamma à trois paramètres .....                            | 60 |
| 4.5.5. Loi des Valeurs Extrêmes Généralisées GEV .....               | 61 |
| 4.6. Test D'adéquation .....   | 61 |
| 4.6.1. Test d'adéquation de $\chi^2$ .....                           | 61 |
| 4.6.2. Test d'adéquation de Kolmogorov-Smirnov.....                  | 62 |
| 4.6.3. Test d'adéquation d'Anderson-Darling.....                     | 63 |

## **CHAPITRE 5: Etablissement des courbes Intensité-Durée-Fréquence des Pluies extrêmes**

|  |            |
|--|------------|
| 5.1 Introduction.....  | 65         |
| 5.2. Présentation de la zone d'étude et collecte des données .....                                 | 65         |
| 5.2.1. La Zone D'étude .....   | 65         |
| 1. Localisation géographique et topographique.....   | 65         |
| 2. Géologie.....   | 66         |
| 3. Climat.....   | 66         |
| 4. Les zones bioclimatiques.....   | 67         |
| 5.2.2. Présentation Des Données.....   | 68         |
| 5.2.3 Source et traitement des données.....  | 69         |
| 5.2.4. Analyses de l'homogénéité des données pluviométriques .....                                 | 70         |
| 5.3. Notion d'Intensités et de Courbes Intensité-Durée-Fréquence (IDF).....                        | 73         |
| 5.4. Approche statistique à l'établissement des courbes IDF.....                                   | 74         |
| 5.5. Tests d'Adéquation des lois Statistiques .....  | 75         |
| 5.6. Modèles empiriques des courbes Intensité- Durée- Fréquence .....                              | 76         |
| 5.7. Etablissement des courbes IDF des précipitations pour la région Nord-Est de<br>l'Algérie..... | 78         |
| 5.7.1. Etablissement des courbes IDF de précipitations pour la station Pont Bouchet.....           | 78         |
| 5.7.2. Etablissement des courbes IDF de précipitations pour la station Ain Assel.....              | 84         |
| 5.7.3. Etablissement des courbes IDF de précipitations pour la station Guelma.....                 | 90         |
| <b>Conclusion générale.....</b>  | <b>98</b>  |
| <b>Références bibliographiques.....</b>  | <b>100</b> |

## Liste des tableaux

|  |    |
|--|----|
| <b>Tableau.5.1.</b> Les Stations météorologiques.....  | 69 |
| <b>Tableau.5.2.</b> Caractéristiques statistiques des séries de données pluviométriques (S-Pont Bouchet).....                                  | 70 |
| <b>Tableau.5.3.</b> Caractéristiques statistiques des séries de données pluviométriques(S-AinAssel).....                                       | 70 |
| <b>Tableau. 5.4.</b> Caractéristiques statistiques des séries de données pluviométriques (S-Guelma).....                                       | 70 |
| <b>Tableau .5.5.</b> Résultats de test de Wilcoxon (S-Pont Bouchet).....   | 72 |
| <b>Tableau .5.6.</b> Résultats de test de Wilcoxon (S-AinAssel).....   | 72 |
| <b>Tableau .5.7.</b> Résultats de test de Wilcoxon (S-Guelma).....   | 73 |
| <b>Tableau .5.8.</b> Résultats numériques des tests d'adéquation. La distribution testée est la distribution Gumbel (S-Pont Bouchet).....      | 78 |
| <b>Tableau .5.9.</b> Résultats numériques des tests d'adéquation. La distribution testée est la distribution GEV (S-Pont Bouchet).....         | 79 |
| <b>Tableau .5.10.</b> Lois statistiques appropriées aux séries des maxima annuels des précipitations et leurs paramètres (S-Pont Bouchet)..... | 81 |
| <b>Tableau .5.11.</b> Valeurs des paramètres des modèles empiriques et des erreurs quadratiques moyennes (REQM).....                           | 82 |
| <b>Tableau. 5.12.</b> Résultats numériques des tests d'adéquation. La distribution testée est la distribution Gumbel (S-AinAssel).....         | 85 |
| <b>Tableau. 5.13.</b> Résultats numériques des tests d'adéquation. La distribution testée est la distribution GEV (S-AinAssel).....            | 85 |
| <b>Tableau .5.14.</b> Lois statistiques appropriées aux séries des maxima annuels des précipitations et leurs paramètres.(S-AinAssel).....     | 86 |
| <b>Tableau.5. 15.</b> Valeurs des paramètres des modèles empiriques et des erreurs quadratiques moyennes (REQM) S-AinAssel .....               | 88 |
| <b>Tableau 5.16.</b> Résultats numériques des tests d'adéquation. La distribution testée est la distribution Gumbel (S-Guelma).....            | 91 |
| <b>Tableau 5.17.</b> Résultats numériques des tests d'adéquation. La distribution testée est la distribution GEV (S-Guelma).....               | 91 |

|   |    |
|---|----|
| <b>Tableau5.18.</b> Lois statistiques appropriées aux séries des maxima annuels des précipitations et leurs paramètres. (S-Guelma)..... | 92 |
| <b>Tableau .5.19.</b> Valeurs des paramètres des modèles empiriques et des erreurs quadratiques moyennes (REQM) S-Guelma .....          | 94 |

## Liste des figures

|   |    |
|---|----|
| <b>Fig.1.1.</b> Pluviomètre.....  | 05 |
| <b>Fig.1.2.</b> Principe de fonctionnement d'un pluviographe.....   | 06 |
| <b>Fig.1.3.</b> Pluviographes à augets basculeurs.....  | 06 |
| <b>Fig.1.4.</b> Pluviographe à siphon .....   | 07 |
| <b>Fig.1.5.</b> Courbe des pluies cumulées.....   | 10 |
| <b>Fig.1.6.</b> Le Hyétogramme.....   | 10 |
| <b>Fig.1.7.</b> Conditions pour la distinction de deux averses consécutives (1) $\Delta H$ durant $\Delta t < \text{seuil}$ ..... | 11 |
| <b>Fig.3.1.</b> Bassin versant.....   | 30 |
| <b>Fig.3.2.</b> Hydrogramme résultant d'une averse observé à l'exutoire.....  | 33 |
| <b>Fig.3.3.</b> Types réels de pluies.....  | 39 |
| <b>Fig.4.1.</b> Représentation des différents types d'inondation.....   | 53 |
| <b>Fig.5.1.</b> Carte de localisation géographique du Nord Est Algérien.....  | 66 |
| <b>Fig.5.2 :</b> Carte des précipitations annuelles moyennes du Nord- Est Algérien.....   | 67 |
| <b>Fig.5.3 :</b> Carte simplifiée des zones bioclimatiques du Nord- Est algérien.....   | 68 |
| <b>Fig.5.4.</b> Localisation géographique des stations météorologiques considérées.....   | 69 |
| <b>Fig.5.5.</b> Représentation schématique des courbes IDF.....   | 74 |
| <b>Fig.5.6.</b> Comparaison de l'ajustement à la loi Gumbel et à la loi GEV (S-Pont Bouchet).....                                 | 80 |
| <b>Fig.5.7.</b> Courbes IDF de la station Pont Bouchet.....   | 83 |
| <b>Fig.5.8.</b> Comparaison des erreurs quadratiques moyennes (S-Pont Bouchet).....   | 84 |
| <b>Fig.5.9.</b> Comparaison de l'ajustement à la loi Gumbel et à la loi GEV (S-AinAssel).....                                     | 87 |
| <b>Fig.5.10.</b> Courbes IDF de la station Ain Assel.....   | 89 |
| <b>Fig.5.11.</b> Comparaison des erreurs quadratiques moyennes (S-AinAssel).....  | 90 |
| <b>Fig.5.12.</b> Comparaison de l'ajustement à la loi Gumbel et à la loi GEV (S-Guelma).....                                      | 93 |
| <b>Fig.5.13.</b> Courbes IDF de la station Guelma.....  | 95 |
| <b>Fig.5.14.</b> Comparaison des erreurs quadratiques moyennes (S-Guelma).....  | 96 |

# **Introduction générale**

### 1. Introduction

Les changements dans le cycle hydrologique produisent des modifications dans les phénomènes météorologiques extrêmes, tels que les fortes pluies, les vagues de chaleur et de froid, en plus des périodes de sécheresse prolongées. La dégradation de la qualité de l'eau, les dommages matériels et les pertes de vie potentielles dues aux inondations sont causés par la récurrence de pluies extrêmes.

L'Algérie, elle aussi, a été touchée par les phénomènes de crues et d'inondations qui ont provoqués des catastrophes plus destructrices occasionnant des pertes considérables en vies humaines, d'importants dégâts matériels et de déficits incalculables dans les domaines de l'économie et de l'environnement. Pour une efficace protection des êtres humains, de leurs biens et des infrastructures hydrauliques de la région Nord- Est Algérien, il est nécessaire d'examiner et de mettre à jour les caractéristiques des précipitations (courbes d'intensité-durée-fréquence (IDF)), puisque ces dernières sont souvent utilisées pour concevoir des structures d'eau. La connaissance des courbe IDF est nécessaire pour élaboration des pluies de projet dans le domaine d'estimation de risque d'inondation particulièrement en milieu urbain (Das S., Millington N. et al., 2013, Laouacheria F. et al., 2019).

La méthodologie d'établissement des courbes IDF en Algérie est basée généralement sur l'utilisation du modèle statistique de Gumbel et du modèle empirique de type Montana (Achite, M., et al.2005.). Or, les études de Chaouche et al. (2002), de Koutsoyiannis (2003), de Coles et al., (2003), et de Barco et Chaouche (2006) ont remis en cause la prédominance de la loi Gumbel dans l'estimation des quantiles des maxima des précipitations. L'élément clé de l'approche statistique est le choix du modèle statistique le mieux approprié pour l'analyse statistique des maxima annuels observés. En tenant compte que la prédominance de la distribution Gumbel a été remise en cause par plusieurs auteurs mentionnés précédemment, et que, de nombreux auteurs ont préféré l'usage de la loi GEV (Valeurs Extrêmes Généralisées) pour la modélisation des maxima annuels des précipitations dans différentes régions climatiques (Onibon, H., et al. 2004.), (Sisson, S.A., et al. 2006.), (Muller, A., et al. 2008), (Overeem, A., at al. 2008.), dans cette étude, notre choix s'est porté sur les lois Gumbel et GEV. La loi GEV est une loi à trois paramètres et la loi Gumbel (GEV1) est le cas particulier de la loi GEV pour  $k$  (paramètre de forme) égal à zéro. Dans cette étude l'approche statistique utilisée est basée donc sur la loi GEV) et la loi Gumbel. Pour l'établissement des courbes IDF trois équations empiriques sont proposées : le modèle de Montana, le modèle de Talbot et celui de Keifer-Chu CSA (Canadian Standard Association), 2012.

## 2. Plan d'étude

La thèse est structurée en Cinq chapitres :

### **Chapitre I:** Synthèse bibliographique

Présente une synthèse bibliographique qui fait ressortir les méthodes et les techniques, des évaluations des intensités des pluies maximale, leurs périodes de retour, leur normalité, et leur caractérisation aléatoire.

### **Chapitre II:** Méthodes d'Evaluation des débits pluviaux

Ce chapitre est consacré la comparaison des méthodes d'évaluation du ruissellement pluviale existantes et utilisées dans quelques pays du monde.

### **Chapitre III:** Essai théorique de la formation des eaux de pluie

Ce chapitre traite l'analyse théorique des principes de la formation du ruissellement des précipitations et de sa transformation en débit calculé des eaux pluviales

### **Chapitre IV:** Analyse Fréquentielle et Lois de Probabilité

La méthodologie adoptée doit permettre de traiter ce phénomène mis en jeu. Ainsi l'analyse fréquentielle sert à déterminé les quantiles par l'ajustement d'une loi statistique. L'établissement des courbes IDF permettant de tracer une famille de courbes dont chacune représente une certaine fréquence d'occurrence ou une certaine période de retour exprimée en années, pour déterminer l'exposant climatique qui a une relation directe avec la variation de la pluviométrie.

### **Chapitre V:** Etablissement des courbes Intensité-Durée-Fréquence des pluies extrêmes au Nord Est Algérien

Ce chapitre présente ces courbes ainsi que l'interprétation des résultats à l'aide d'un rapport qui sera calculé pour mieux exprimer la variation du risque pluvial d'une région par rapport à d'autre dans le Nord-est de l'Algérie.

# **CHAPITRE 1**

## **Synthèse bibliographique**

### 1.1 Introduction

L'eau est partout présente dans le milieu terrestre. Elle passe de l'atmosphère au réseau hydrographique de surface, au sous-sol, puis à la mer et de nouveau à l'atmosphère en subissant des transformations en état, quantité et qualité. Ce processus complexe, qui n'a ni début, ni fin, est appelé cycle de l'eau.

La connaissance des précipitations constitue un élément fondamental pour l'étude et la compréhension du fonctionnement des systèmes d'évacuation dans les ouvrages hydrotechniques et dans les réseaux d'assainissement urbain en temps de pluie.

### 1.2 La Pluie

La pluie est un phénomène naturel par lequel des gouttes d'eau tombent des nuages vers le sol. Il s'agit d'une des formes les plus communes de précipitations sur Terre. Son rôle est prépondérant dans le cycle de l'eau.

- **Les précipitations stratiformes** : elles couvrent une grande étendue, durent longtemps mais sont de faible intensité. Elles se produisent dans les zones de basse pression et les creux et sont associées à des nuages de types « stratus ». Exemples : bruine, pluie légère...
- **Les précipitations convectives** : elles couvrent de petites surfaces, ne durent pas longtemps mais sont de forte intensité. Elles sont très localisées et produites par l'instabilité convective de l'air. Ces précipitations sont associées à des nuages de types « cumulus ». Exemples : orages, averses, cyclones...

#### 1.2.1 Les appareils de mesure de la pluie

Les appareils de mesure des pluies les plus classiques sont les pluviomètres et les pluviographes, à enregistrement mécano graphique ou digital. Il existe aussi des mesures indirectes des précipitations fondées sur les techniques de radar et télédétection. L'avantage essentiel du radar, par rapport à un réseau classique de pluviographes, réside dans sa capacité d'acquérir, depuis un seul point, de l'information sur l'état des systèmes précipitants intéressants une vaste région (Chumchean et al., 2006). L'interprétation des observations satellitaires pour l'estimation du champ pluvieux est de plus en plus courante (Van Dijk et Renzullo, 2010). Toutefois, notre travail repose seulement sur l'analyse des précipitations enregistrées par des réseaux pluviographiques au sol.

#### 1 Les pluviomètres

Les pluviomètres, dont les modèles sont très divers (Sevruk et Klemm, 1989), indiquent la hauteur d'eau précipitée pendant un intervalle de temps donné, en général 24 heures (figure 1.1).

L'eau collectée par la surface réceptrice est conservée dans un récipient gradué directement en millimètres d'eau. La lecture du volume permet de connaître la hauteur de pluie précipitée. Après lecture, le récipient est vidé et remis en place (Brouyaux et Tricot, 2006).



**Fig.1.1 Pluviomètre**

## **2 Les pluviographes**

Il existe plusieurs types de pluviographes, avec des technologies différentes (Krajewski et al., 1998). Deux types sont principalement utilisés : les pluviographes à augets basculeurs et ceux à siphons.

### **a) Les pluviographes à augets basculeurs**

Le principe de cet appareil est très simple. L'eau de pluie est recueillie dans un cône de réception appelé impluvium et s'écoule à travers un ajutage calibré vers un auget. Lorsque cet auget est rempli, il bascule sous l'effet du déplacement de son centre de gravité : l'eau s'écoule à l'extérieur de l'appareil et l'auget opposé se remplit à son tour jusqu'au prochain basculement. Lors de chaque basculement, un dispositif couplé aux augets permet de fermer un contact électrique. Les impulsions électriques sont horodatées et enregistrées sur une centrale d'acquisition de données (Réménieras G., 1980), (Figures 1.2 et 1.3).

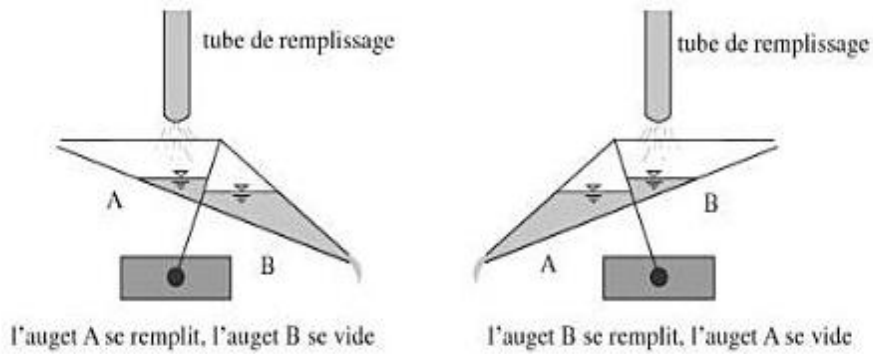


Fig.1.2 Principe de fonctionnement d'un pluviographe

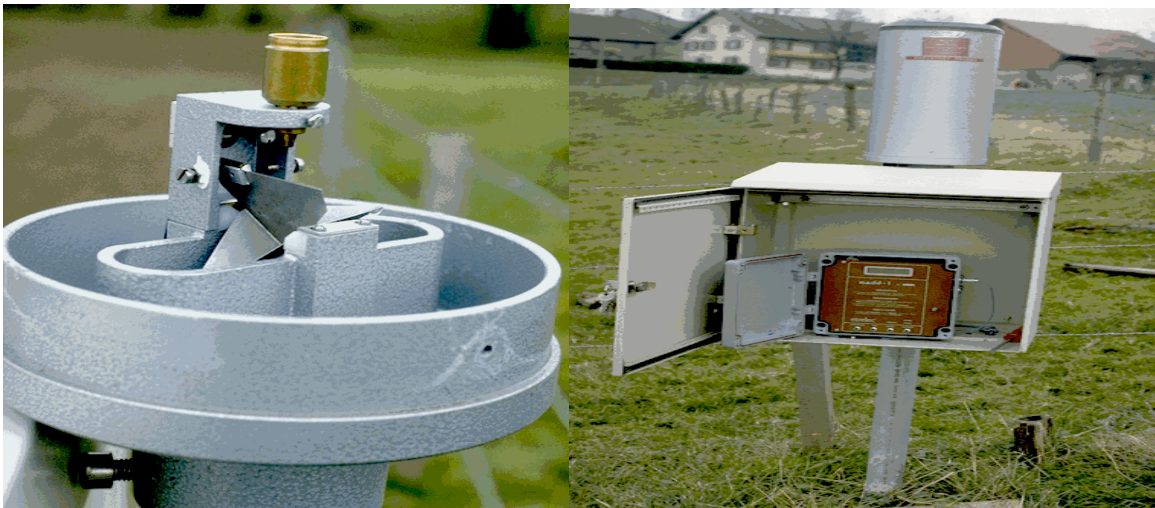


Fig.1.3 Pluviographes à augets basculeurs

### b) Les pluviographes à siphons et à flotteurs

L'accumulation de la pluie dans un réservoir cylindrique est enregistrée par l'élévation d'un flotteur. Lorsque le cylindre est plein, un siphon s'amorce et le vide rapidement. Les mouvements du flotteur sont enregistrés par un tambour rotatif à vitesse constante, entouré d'un papier, et se traduisent par un tracé qu'on appelle pluviogramme (Figure 1.4).

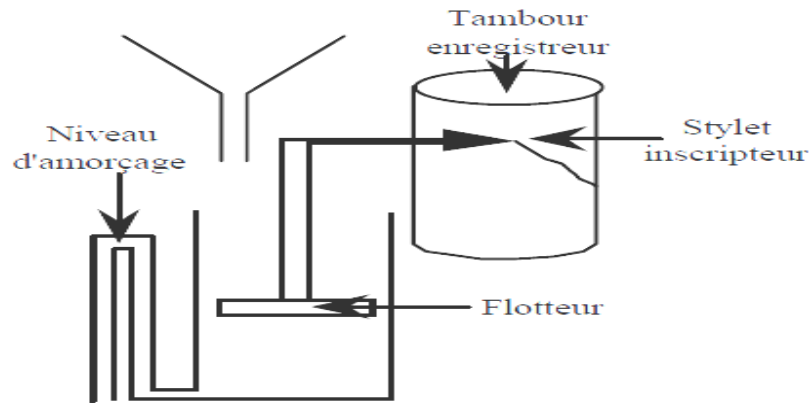


Figure 1.4 Pluviographe à siphon (Musy et Higy, 2004)

### 1.2.2 Les erreurs de mesure

- **Les erreurs instrumentales** sont multiples ; elles ont presque toutes pour conséquence de sous-estimer les quantités précipitées. On distingue :
  - Les erreurs de captation (5 à 80 %) : pluie inclinée, fortes pentes, turbulences du vent autour du pluviomètre.
  - Les erreurs de l'instrument (environ 0,5 %) : déformation de l'appareil de mesure (par exemple déformation du papier enregistreur).
  - Les erreurs dues aux rejaillissements (environ 1%).
  - Les pertes par mouillage (environ 0,5 %) : déficit équivalent à l'eau qui humecte les parois intérieures du pluviomètre.
  - Les erreurs dues à l'évaporation dans le récipient (environ 1%).
  - Les erreurs propres aux pluviographes : en cas de fortes pluies, la vidange du système à siphon, et respectivement la vitesse de basculement des augets peuvent être trop lentes. Des pertes d'eau au moment du basculement des augets peuvent aussi avoir lieu.
- **Les erreurs d'observation** sont en principe systématiques mais ne sont pas trop graves du moment que l'on ne change pas d'observateur (possibilité de corrections).
- **Les erreurs de positionnement de l'appareil** (on peut avoir une bonne mesure mais de quelque chose de "faux").
- **Les erreurs de représentativité spatiale ou d'échantillonnage** sont difficiles à estimer, car nous ne savons pas dans quelle mesure les quantités recueillies ponctuellement sont représentatives du volume total d'eau précipitée sur l'ensemble du bassin. Le manque de précision de ces appareils de mesure classiques, ainsi que leur coût en entretien ont motivé des chercheurs à développer de nouveaux systèmes basés sur une technologie de pointe.

### 1.2.3 Caractéristiques des pluies

La hauteur, l'intensité, la durée et la fréquence sont les caractéristiques essentielles d'une pluie.

#### 1 Hauteur des précipitations

Elle est définie comme étant l'épaisseur comptée suivant la verticale de la barre d'eau qui s'accumulerait sur une surface horizontale en supposant qu'il n'y a aucune perte pour les précipitations liquides. Cette hauteur est exprimée en (mm), pour les précipitations solides elle est exprimée en équivalent d'eau après la fonte.

#### 2 Durée de précipitation

C'est l'intervalle de temps "  $\Delta t$  " qui s'écoule entre le début et la fin d'une pluie, elle est souvent mesurée en minute.

#### 3 Fréquence

La fréquence  $F$  est le nombre de fois qu'un phénomène périodique se reproduit pendant une durée déterminée. La fréquence est l'inverse de la période de retour, une pluie de durée "  $t$  " et de hauteur "  $h$  " si au cours d'une période de "  $n$  " années on a enregistré "  $N$  " fois cette pluie, on dira que la fréquence de cette pluie est :

$$F = \frac{N}{n} = \frac{n}{N + 1} \quad (1.1)$$

Où  $N$ : nombre d'enregistrement,  $n$ : nombre d'année d'observation.

#### 4 Période de retour

Les projets d'aménagements hydrauliques ou hydrologiques sont souvent définis par rapport à une averse type associée aux fréquences probables d'apparition.

Lorsque l'on étudie des grandeurs comme les précipitations (caractérisées à la fois par leur hauteurs et leur durées) ou les débits de crue d'un point de vue statistique, on cherche donc et, en règle générale, à déterminer par exemple la probabilité pour qu'une intensité  $i$  ne soit pas atteinte ou dépassée (i.e. soit inférieure ou égale à une valeur  $x_i$ ).

Cette probabilité est donnée, si  $i$  représente une variable aléatoire, par la relation suivante :

$$F(x_i) = P(i \leq x_i) \quad (1.2)$$

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

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

$$T = \frac{1}{1 - F(\alpha_i)} \quad (1.3)$$

### 5 Intensité de précipitation

L'intensité d'une précipitation se définit comme le flux d'eau traversant une section horizontale unitaire. Bien entendu, cette intensité est instantanée ou quasi instantanée compte tenu des possibilités de mesure (Laborde, (2000)).

Définir l'intensité de la pluie est relativement simple. Soit  $h(t)$  la hauteur cumulée de pluie en fonction du temps. On appellera  $i(t)$ , intensité de la pluie à l'instant  $t$ , le terme:

$$i(t) = \frac{dh}{dt} \quad (1.4)$$

Cette intensité s'exprime en hauteur par unité de temps, généralement en (mm/h) ou en (mm/mn), par fois en (l/s/ha).

L'intensité de la précipitation varie en fonction de la durée, de la fréquence des orages et de la position géographique du bassin versant. Elle se désigne alors par :  $i(t, T)$ .

### 6 Notion d'averses

On désigne en général par "averse" un ensemble de pluies associé à une perturbation météorologique bien définie. La durée d'une averse peut donc varier de quelques minutes à une centaine d'heures et intéresser une superficie allant de quelques kilomètres carrés (orages) à quelques milliers (pluies cycloniques). On définit finalement une averse comme un épisode pluvieux continu, pouvant avoir plusieurs pointes d'intensité (L'Institut Suisse de Météorologie (<http://www.meteosuisse.ch/fr/>); Musy A, et Higy C., 2004).

### 1.3 Courbes déduites des enregistrements d'un pluviographe

Deux types de courbes déduites des enregistrements d'un pluviographe (pluviogramme) permettent d'analyser les averses d'une station :

- la courbe des hauteurs de pluie cumulée,
- le hyétogramme.

La courbe des hauteurs de pluie cumulées (Figure 1.5), représente en ordonnée, pour chaque instant  $t$ , l'intégrale de la hauteur de pluie tombée depuis le début de l'averse.

Le hyétoqramme (Figure 1.6), est la représentation, sous la forme d'un histogramme, de l'intensité de la pluie en fonction du temps. Il représente la dérivée en un point donné, par rapport au temps, de la courbe des précipitations cumulées. Les éléments importants d'un hyétoqramme sont le pas de temps  $\Delta t$  et sa forme. Communément, on choisit le plus petit pas de temps possible selon la capacité des instruments de mesure. Quant à la forme du hyétoqramme, elle est en général caractéristique du type de l'averse et varie donc d'un événement à un autre.

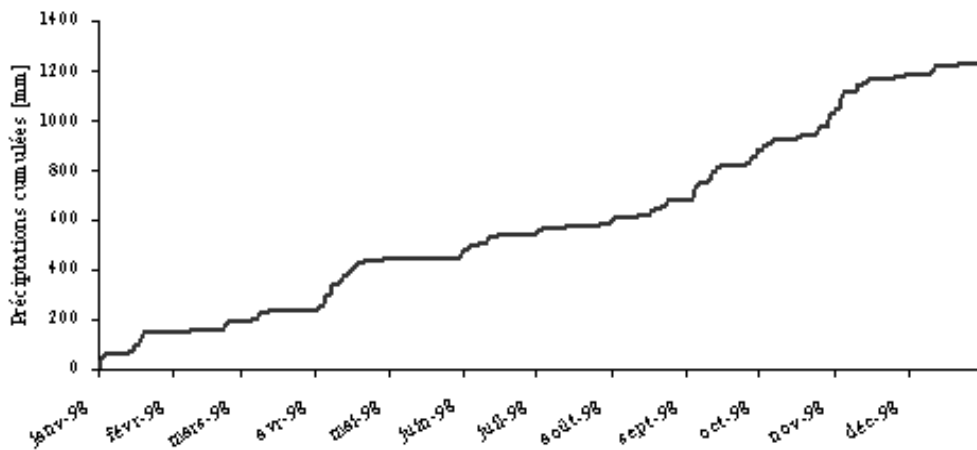


Fig.1.5 Courbe des pluies cumulées

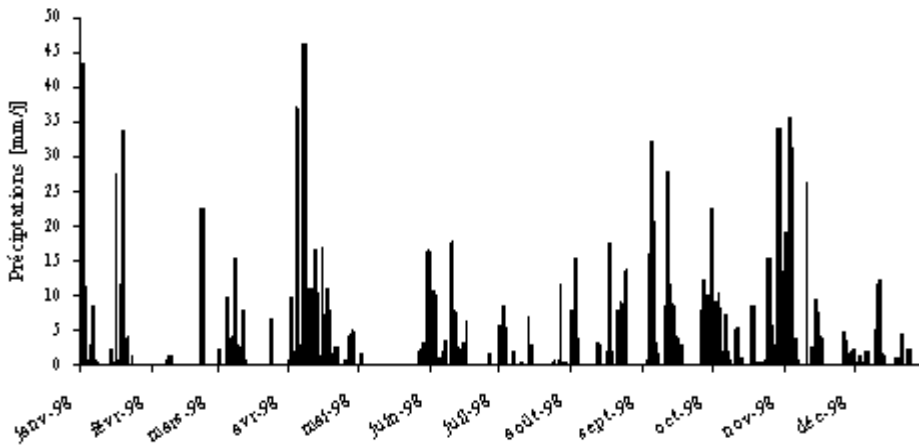
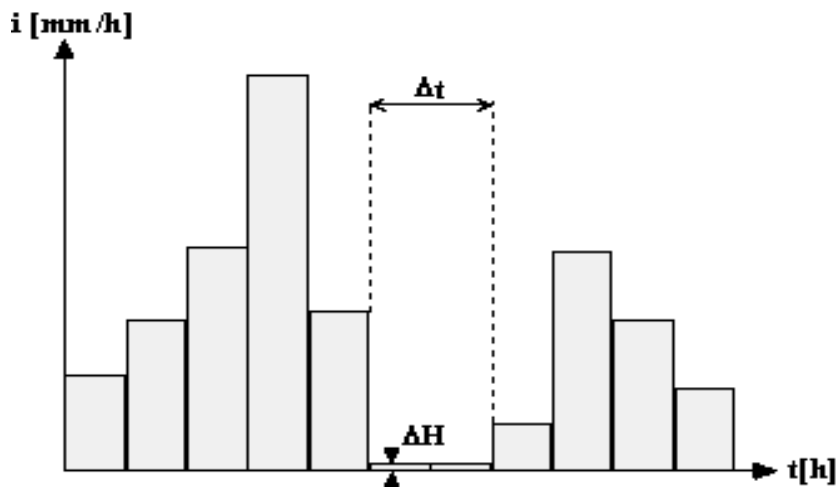


Fig.1.6 Hyétoqramme

Le critère de continuité d'un épisode pluvieux varie selon le bassin versant. Généralement, deux averses sont considérées comme distinctes : (1) si la précipitation  $\Delta H$  tombant durant l'intervalle de temps  $\Delta t$  qui les sépare est inférieur à un certain seuil et (2) si cet intervalle de temps est lui-même supérieur à une certaine valeur définie compte tenu du type de problème étudié. En

représentant les averses sous forme de hyétogrammes, la problématique de la séparation des averses se résume comme suit (Figure 1.7) :



**Fig.1.7 Conditions pour la distinction de deux averses consécutives (1)  $\Delta H$  durant  $\Delta t$  < seuil (par exemple 2 mm) et (2)  $\Delta t$  > durée choisie en fonction du problème (par exemple 1 heure)**

### 1.4 Définition des courbes Intensité Durée Fréquence (*IDF*)

Il est bien connu que l'intensité (*I*) de la pluie est très variable. Aux profanes cette variabilité peut sembler totalement aléatoire. Pour celui qui s'y intéresse d'un peu plus près, même s'il n'est pas météorologue, il apparaît toutefois qu'il y a certaines règles observables qui régissent le phénomène.

De l'observation on déduit que, en moyenne, plus la durée analysée (*D*) augmente, plus l'intensité diminue : les averses les plus brèves sont souvent les plus violentes ; au contraire les longues pluies, d'automne par exemple, sont généralement assez tranquilles (de faible intensité).

Cette tendance à l'augmentation de l'intensité lorsque la durée diminue, ou inversement à la diminution de l'intensité lorsque la durée augmente, n'est toutefois qu'une moyenne.

Pour mieux caractériser le phénomène on associe à chaque événement une probabilité d'apparition ou fréquence (*F*). Pratiquement les ingénieurs et les hydrologues parlent de temps de retour (*T*) : tel événement se produit, en moyenne sur une longue période, toutes les *x* années.

Ainsi donc, par l'observation soigneuse des précipitations et l'analyse statistique des résultats il est possible d'établir une loi de comportement qui lie l'intensité, la durée et la fréquence c'est une courbe *IDF* (Atlas hydrologique de la Suisse ([http://hydrant.unibe.ch/hades/hades\\_fr.htm](http://hydrant.unibe.ch/hades/hades_fr.htm)); DUBAN, 2000).

Donc Les courbes *IDF* mettent la relation entre les intensités, la durée et la fréquence d'apparition des pluies qui sont liées par deux lois générales de pluviosité.

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

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

### 1.4.1 Le but des courbes *IDF*

L'information sur la pluviométrie est de première importance pour la vie quotidienne. Plus spécifiquement les ingénieurs, ont besoin de connaître les paramètres de la pluie probable afin de dimensionner les ouvrages qu'ils projettent ou qu'ils entretiennent. Les autorités ont, elles, besoins de ces mêmes paramètres pour décider des objectifs de protection (Musy A. et Higy C., 2003).

Les courbes IDF ne sont pas une fin en soi, mais sont construites dans un but bien précis. Elles permettent d'une part de synthétiser l'information pluviométrique au droit d'une station donnée et, d'autre part de calculer succinctement des débits de projet et d'estimer des débits de crue ainsi que de déterminer des pluies de projet utilisées en modélisation hydrologique. (Lahaye et al, 1980 ; Masson, 1980 ; Chocat et al., 1997) .

A titre d'exemple on peut citer :

- Dimensionnement de drainages agricoles ;
- Dimensionnement de canalisations d'évacuation des eaux pluviales;
- Corrections de cours d'eau;
- Dispositifs d'infiltration des eaux pluviales;
- Dispositifs de rétention des eaux pluviales;
- Evacuateurs de crue dans les barrages et les retenues....

### 1.4.2 Construction des courbes *IDF*

Les courbes IDF sont établies sur la base de l'analyse d'averses enregistrées à une station au cours d'une longue période. Les courbes obtenues peuvent donc être construites de manière analytique ou statistique. (Laborde – 2000)

#### a. Représentation analytique

Différentes formules sont proposées pour représenter l'intensité critique d'une pluie en fonction de sa durée.

La forme la plus générale (avec T variable) est la suivante :

$$I = \frac{K \times T^a}{(t + c)^b} \quad (1.5)$$

i : intensité totale [mm/h], [mm/min] ou intensité spécifique [l/s.ha],

T : période de retour en années,

t : durée de référence [h] ou [min],

k, a, b, c : paramètres d'ajustement.

- Formule de Talbot :

$$i = \frac{a}{b + t} \quad (1.6)$$

- Formule de Montana :

$$i = \frac{a}{t^a} \quad (1.7)$$

i: intensité maximale de la pluie [mm/h],

t: durée de la pluie [minutes ou heures],

T : intervalle de récurrence (ou temps de retour) [années],

a, b: constantes locales,

### **b. Présentation statistique (méthode probabiliste)**

Les courbes IDF sont établies sur la base de l'analyse d'averses enregistrées à une station au cours d'une longue période. L'analyse fréquentielle peut s'appliquer si on ne présume pas une loi connue (de type Montana, etc.) et si on s'intéresse à des événements rares, donc extrêmes. Les données recueillies sont alors ajustées, à un pas de temps choisi, à une loi statistique qui doit décrire relativement bien la répartition des extrêmes (Hugo, 2000).

Les courbes IDF évoluent à long terme et doivent être mise à jour (Raiford et al., (2007)).

### **1.4.3 Modélisation des courbes IDF**

Un modèle est une représentation d'un objet ou d'un phénomène dans un cadre idéalisé par les hypothèses et les règles qui ont servi à sa construction.

Il simplifie la réalité et ne garde que les caractéristiques essentielles par rapport aux objectifs auquel il cherche à répondre.

De nombreuses méthodes ont été développées pour produire une information hydrologique non disponible sur la base des données hydrométéorologiques. La plupart de ces modèles ont été développées pour simuler les débits résultant de diverses sollicitations pluviométriques.

Les modèles hydrologiques sont divers et variés, il est courant de distinguer trois approches de modélisations, l'une est dite physique, l'autre empirique et la dernière est baptisée conceptuelle.

- **L'approche physique:** consiste à utiliser des lois physiques, il s'agit des lois de conservation de la masse, de l'énergie et de la quantité de mouvement.
- **L'approche empirique :** reposent sur les relations observées entre les entrées et les sorties de l'hydro système considéré à l'aide d'un ensemble d'équations développées et ajustées sur la base de données météorologiques.
- **L'approche conceptuelle :** se placent entre les deux modèles précédent ; les modèles conceptuelles imposent une représentation simplifiée de la description de l'hydro système à savoir sa géométrie de ses caractéristiques physiques ainsi que le processus physique qui en régissent le comportement.

### 1.4.4 Etablissement des courbes IDF

La méthodologie d'établissement des courbes IDF est constituée de trois étapes :

- Première étape : Une distribution de probabilité est ajustée à chaque échantillon de chaque durée.
- Deuxième étape : On détermine les quantiles correspondant à plusieurs périodes de retour spécifiées, en utilisant la distribution ajustée.
- Dernière étape : On modélise les courbes IDF en ajustant une équation empirique sur les quantiles estimés pour chaque période de retour au moyen des régressions non linéaires (Zobiri F., 2012).

### 1.4.5 Estimation des quantiles des événements intenses

La caractérisation des événements intenses s'effectue généralement selon deux approches : l'approche des séries maximales annuelles (SMA) et celle des séries des durées partielles (SDP). La première utilise les séries des valeurs maximales enregistrées pendant une durée donnée (par exemple 1 h, 2 h, etc.) sur une période donnée (généralement l'année mais possiblement aussi une partie de l'année). Des procédures robustes ont été mises au point et ont été largement utilisées pour produire des courbes IDF à partir des séries hydrométéorologiques (Hosking et al., 1985a; Hosking & Wallis, 1988; Shaefer, 1990; Pilon & Adamowski, 1992; Adamowski et al., 1996; Onibon et al., 2004; Khaliq et al., 2006; Mailhot et al., 2007; Neppel et al., 2007). La distribution généralisée des valeurs extrêmes (Generalized Extreme Value (GEV)) est utilisée pour modéliser

les SMA (la notation utilisée pour les paramètres des différentes distributions est similaire à celle de Hosking & Wallis, 1997).

L'approche des SDP consiste, pour sa part, à sélectionner les données supérieures à un seuil déterminé. Cette approche est nettement moins répandue que l'approche des SMA.

# **CHAPITRE 2**

## **Méthodes d'évaluation des débits pluviaux**

## 2.1 Généralités

L'Objet du présent chapitre est de présenter et se comparer les principales méthodes utilisées dans les pays du monde pour évaluer et évacuer les eaux pluviales. Ces méthodes permettent de calculer le débit pluvial considéré comme caractéristique principale pour la conception.

L'intérêt technique et économique de la prédétermination du débit maximum de la probabilité demandée des crues d'un cours d'eau en un point calculé d'un réseau d'évacuation des eaux pluviales est évident en raison des effets destructifs bien connus des cataclysmes dangereux à savoir sanitaire et d'inondation, et de la nécessité de calculer certains ouvrages en vue de leur éventualité.

De là de nombreuses études ont été effectuées sur le débit maximum, le volume et la fréquence des crues sur les cours d'eau les plus devers. Tous ces travaux n'ont pas encore abouti à la mise au point d'un corps de doctrine

Les méthodes que nous allons examiner permettent de résoudre le problème consistant à prévoir en chaque point du réseau le débit maximum correspondant à une averse de probabilité donnée.

Les diverses Méthodes se caractérisent par :

- Le temps d'observation ;
- Les données pluviométriques ;
- Le temps de concentration ;
- Le coefficient de ruissellement ;

Les limitations de méthodes.

En comparant les méthodes présentées dans ci-dessous nous pouvons mettre en relief quelques méthodes qui sont plus détaillées et plus précisées. Selon l'opinion de certains chercheurs connus dans le domaine des études des eaux usées pluviales comme M. Caquot, Gorbatchev, Techigorine etc... Ces méthodes sont :

- Le mode de l'établissement de la formule superficielle (modèle de M. Caquot) ;
- Les méthodes rationnelles élaborées en USA, suisse, Espagne, Pays-bas.

Avant d'étudier en détail les méthodes citées ci-dessous il faut expliquer la méthode rationnelle sur laquelle se base toutes les méthodes de calcul du débit pluvial utilisée dans le monde.

## 2.2 Méthode rationnelle

Cette méthode a été établie en 1851 (6) en usage aux Etats-Unis et qui s'écrit :

$$Q = C \times i \times A \quad (2.1)$$

Ou :

Q : débit des eaux pluviales ;

C : coefficient de ruissellement ;

i : intensité de pluie ;

A : surface du bassin versant.

Cette méthode repose sur le concept d'un temps de concentration  $t_c$ , qui est le temps de parcours de l'eau pluviale entre l'exutoire du bassin versant et le point qui en est le plus hydrauliquement éloigné.

Ce concept suppose que le débit maximum des eaux pluviales ne peut être observé à l'exutoire que lorsque la totalité du bassin a apporté sa contribution au débit. C'est-à-dire sous l'effet d'une averse dont la durée est au moins égale à celle du temps de concentration.

Cette méthode admet en outre la linéarité de la transformation de la pluie en débit. Elle implique que la réponse du bassin, à une averse de forme quelconque et de durée  $t \leq t_c$ , soit identique à celle d'une averse rectangulaire de même durée et d'intensité constante, égale à l'intensité moyenne de la précédente.

L'explication en détail des paramètres pluviaux n'est pas présentée dans les articles consacrés de cette méthode, mais le principe de la détermination des débits est valable et développé dans les méthodes plus modernes.

## 2.3 Mode d'établissement de la formule superficielle (Caquot)

Elle se rapproche de la méthode rationnelle car elle fournit également une valeur de débit maximum, mais elle est fondée sur des hypothèses différentes. Sous la forme la plus générale, elle s'écrit :

$$Q = a I^\beta IMP^\gamma A^\delta \quad (2.2)$$

avec  $I$  pente du plus long parcours de l'eau

$IMP$  coefficient d'imperméabilisation

$a, \beta, \gamma, \delta$  coefficients numériques empiriques.

La formule est établie pour  $I$  compris entre 0.2 et 5 %,  $A < 200$  ha et  $IMP$  compris entre 0.2 et 1.

Les 4 coefficients sont des fonctions dépendant de la période de retour choisie et des pluviométries régionales. Les valeurs en sont données dans la Circulaire Interministérielle n° 77-284/INT (Int, 1977).

Le principe du calcul ne diffère pas essentiellement de celui de la méthode rationnelle, toutefois, le mode d'élaboration du modèle de M. Caquot en 1949 permet :

- de tenir compte de la capacité de stockage du réseau d'égouts, ce qui évite le dimensionnement systématiquement approché par excès auquel conduit la méthode rationnelle ;
- d'aboutir, moyennant certaines hypothèses simplificatrices souvent acceptables, à une formule finale ne contenant que les trois paramètres :

A (superficie), I (pente), C (coefficient de ruissellement).

On part de l'équation des volumes exprimant le bilan de l'opération du ruissellement de la manière suivante :

$$\frac{1}{6}\alpha HA(1 - \gamma) = Q_p [\delta(t_1 + t_2) + \beta(t_1 + t_2)] \quad (2.3)$$

Où :

$1 - \gamma = C$  : Coefficient de proportionnalité de l'imperméabilisation :

$$C = \frac{\text{Surface imperméabilisée}}{\text{Surface totale du bassin versant}}$$

H : hauteur moyenne de pluie tombée entre les instants t=0 et t, en mm ;

$\alpha$  : coefficient traduisant la répartition spatiale de l'averse ;

$$\alpha = A^{-\varepsilon} \quad (2.4)$$

A : Surface du bassin en hectares ;

$\varepsilon$  : Coefficient spatial ;

1/6 : Coefficient d'homogénéité des unités ;

$t_1$  : temps de parcours de l'eau dans l'émissaire à ciel ouvert ou dans le collecteur, en minutes ;

$t_2$  : temps de parcours de l'eau en surface, en minutes ;

$t_c$  : temps de concentration des ruissellement à partir du point le plus éloigné du bassin versant jusqu'à la section calculé du réseau en minutes ;

$$t_c = t_1 + t_2$$

$\theta$  : durée de la pluie au bout de laquelle le débit Q atteint son maximum.

$$\theta \geq t_c \quad (2.5)$$

$Q \times \delta(t_1 + t_2)$  Volume stocké en surface et dans le réseau entre les instants  $t=0$  et  $t=\theta$

$Q \times \beta(t_1 + t_2)$  Volume écoulé à l'exutoire entre les instants  $t=0$  et  $t=\theta$

$\delta$  et  $\beta$  sont des paramètres dont la somme traduit l'effet du stockage sur le bassin et dans le réseau. Une vérification expérimentale donne  $\delta + \beta = 1,10$  en moyenne a des valeurs extrêmes de 0,63 et 1,53 selon les études.

La formule (2.2) peut s'écrire sous la forme :

$$Q = \frac{1}{6(\beta + \delta)} \times \alpha \times \frac{H}{t_c} \times A \times C \quad (2.6)$$

Où

$$Q = \frac{1}{6(\beta + \delta)} \times i \times A^{-\varepsilon} \times A \times C = \frac{1}{6(\beta + \delta)} \times i \times A^{1-\varepsilon} \times C \quad (2.7)$$

Ou le coefficient  $\varepsilon$ , qui traduit la répartition de l'averse dans l'espace et s'identifie à la décroissance spatiale, avait été proposé par M.Caquot comme la valeur (6) fixée  $\varepsilon = 0,178$ .

La nouvelle instruction interministérielle française fixe  $\varepsilon = 0,9$  mais sans explications convaincantes de ce changement. On remarque seulement que cette décroissance apparait comme puissance de la surface du bassin versant (voir la formule 2.3) qu'on appelle aussi l'abattement volumétrique spatial.

Introduisant dans la formule (2.7) la durée  $t$  de l'averse donnée par la formule de l'intensité du type de celle de M.Grisellet (7) écrite sous la forme (2.8) on obtient alors l'équation (2.9) qui est plus commode.

$$i = at^B \quad (2.8)$$

$$Q = \frac{1}{6(\beta + \delta)} \times \alpha \times \alpha \times t^B \times A \times C \quad (2.9)$$

Où les coefficients  $\alpha$  et  $B$  sont des paramètres d'ajustement qui sont déterminés d'après les données expérimentales condensées dans des graphiques ayant pour les coordonnées  $\log i$  et  $\log t$  ; il est facile de voir que dans ce système la formule (2.8) ci-dessus est présentée par une famille de droites de pente  $B$ .

Le temps de concentration  $t_c$  est donné par l'expression suivante qui présente le sens physique de cette valeur :

$$t_c = \frac{L}{V} \quad (2.10)$$

Ou

$$L = L_0 + \sum L_j \quad (2.11)$$

$L_0$  : longueur de ruissellement superficielle du bassin à l'amont ;

$L_j$  : longueur de tronçons  $j$  de l'écoulement canalisé.

A cet effet il faut donner une expression de  $L$  en fonction de la superficie du bassin. M.Caquot choisit la forme :

$$L = K_1 \times \sqrt{A} \quad (2.12)$$

Ou la valeur  $K_1$  est en fonction de l'allongement du bassin.

$v$  : vitesse moyenne de l'eau dans un égout de pente  $I$  et de rayon hydraulique  $R$  donnée par la formule suivante (analogue à celle de Manning-Stricker) :

$$V = K_s \times R^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}} \quad (2.13)$$

Ou  $K_s$  pente qui varie de 10 (sol naturel) à 80 (canalisation en béton) et même 100 (canalisation de PVC).

Le rayon hydraulique peut varier de 0,05 (caniveaux et rigoles), 0,1 (pour les diamètres de 40 mm) ; à 0,5 (pour les diamètres des tuyaux de > 40 mm).

La section mouillée  $Q/v$  pour les formes d'égout usuel étant variée voisine de  $14 R^2$ , on peut exprimer la vitesse  $v$  en fonction du débit  $Q$  et de la pente  $I$  :

$$V = \left(\frac{K_s}{2,4}\right)^{3/4} \times Q^{1/4} \times I^{3/8} \quad (2.14)$$

Dans ce cas la pente  $I$  sur le plus long parcours de l'eau était interprétée comme le parcours correspondant aux  $t_1$  du ruissellement et  $t_2$  de l'écoulement :

$$t_1 + t_2 = \frac{L_0}{V_0} + \sum \frac{L_j}{V_j} \quad (2.15)$$

Où

$V_0$  : vitesse de ruissellement superficielle du bassin d'apport ;

$V_j$  : vitesse dans les tronçons de l'écoulement canalisé.

Finalement le temps de concentration est donné par l'expression :

$$t_c = \frac{L}{V} = \frac{K_1 \times A^{1/2}}{\left(\frac{K_s}{2.4}\right)^{3/4} \times Q^{1/4} \times I^{3/8}} = K \times I^m \times Q^n \times A^p \quad (2.16)$$

qui portée dans l'équation (2.9) conduit à la formule superficielle M.Caquot

$$Q = K \times C^u \times I^v \times A^w \quad (2.17)$$

L'équation (2.7) montre que ce modèle n'est en réalité qu'une adaptation de la méthode rationnelle. Dans le modèle de M.Caquot l'hypothèse de linéarité apparaît dans la prise en compte des paramètres  $\beta$  et  $\delta$  constants.

M.Caquot a cependant apporté trois modifications à la méthode rationnelle.

En premier lieu il suppose un amortissement de l'intensité  $i$  lié au stockage temporaire de l'eau sur le sol et dans le réseau. L'influence de cet amortissement est traduite par les paramètres  $\beta$  et  $\delta$  de l'équation (2.7)

En outre il prend en compte les effets de la distribution spatiale des averse qui correspondraient, par une averse stationnaire, à une décroissance de l'intensité ponctuelle en fonction de la distance à l'épicentre. M.Caquot intègre ces effets sous la forme d'un coefficient de réduction qu'il choisit par commodité du type  $A^{-\epsilon}$  présenté dans l'équation (2.7).

En troisième lieu il introduit un intéressant élément de non-linéarité en supposant que le « temps de concentration » n'est pas constant et dépend du débit de pointe, selon l'équation (2.16). son modèle est donc pseudo-linéaire (transformation linéaire pour une averse donnée mais évaluant d'une averse à l'autre).

Les hypothèses déterministes du modèle de M.Caquot sont sans doute proches de la réalité dans la mesure où les bassins versants présentent des caractéristiques homogènes de pente et de coefficient de ruissellement. Elles doivent conduire à des ordres de grandeurs correctes pour les débits si les paramètres numériques du modèle sont convenablement estimés.

Cependant, en raison de la non-linéarité de la transformation de pluie en débit, on prend que la valeur numérique de ces paramètres doit être principalement liée à la taille des bassins versants. Ce

modèle n'est pas applicable aux bassins versants de grandes dimensions (hétérogénéité des caractéristiques physiques). L'hypothèse probabiliste suppose implicitement que le coefficient de ruissellement  $C$  ne soit pas une valeur aléatoire. En particulier, en hydrologie rurale classique  $C$  dépend des pluies antérieures, variables aléatoires.

Néanmoins le modèle de M. Caquot permet d'établir rapidement et avec une bonne sécurité les projets d'assainissement d'une zone urbanisée homogène, sur laquelle le régime des précipitations est bien connu. Il ne peut être appliqué, sans de notables modifications, pour une agglomération présentant des zones nettement différenciées : ville d'outre-mer, centre urbain en pays sous-développés, zones rurales dans lesquelles le système d'égouts est imbriqué dans le réseau hydrographique local, etc....

Malheureusement, la méthode exige des études et des relevés sur le terrain relativement long et coûteux et son application risquent d'être limitée aux réseaux importants. Aussi sera-t-on souvent obligé de se contenter d'appliquer la méthode rationnelle laquelle, en de bonnes mains, doit donner des résultats suffisants compte tenu des perfectionnements récents dont elle a été l'objet des spécialistes de l'assainissement.

### 2.4 Méthode de l'intensité limitée de pluie (élaborée en Ex URSS)

En 1922 P. Gorbatchev a établi la méthode permettant d'évaluer le débit maximum probable des eaux pluviales.

En ex URSS on évalue les précipitations fortes équivalentes à partir des pluviogrammes des averses tombant sur la région considérée et qui permettant aussi de fournir des informations sur la hauteur  $H$  de pluie pour la durée de temps  $t$  de cette pluie. Ainsi on détermine l'intensité des pluies.

$$i = \frac{H}{t} \quad (2.18)$$

Puis on calcule les précipitations tombées :

$$q = \frac{10000}{60} \times i = 166,7i \quad (2.19)$$

Où  $q$  est présenté en l/s.ha si la valeur  $i$  est en mm/min

En introduisant la nouvelle notion de force de pluie après le traitement des données pluviales de la région étudiée on obtient la force de pluie.

$$\Delta = i \times \sqrt{t} = \alpha_1 \times \sqrt[3]{H^2} \times \sqrt[3]{P} \quad (2.20)$$

Où

$$i = \frac{\Delta}{\sqrt{t}} = \frac{\alpha_1 \times \sqrt[3]{H^2} \times \sqrt[3]{P}}{\sqrt{t}} \quad (2.21)$$

En remplaçant i par cette expression dans la formule (2.19) on obtient :

$$q = 1,667 \times \frac{\Delta}{t^{0,5}} = 1,667 \times \frac{\alpha_1 \times \sqrt[3]{H^2} \times \sqrt[3]{P}}{t^{0,5}} \quad (2.22)$$

Où :

$\alpha_1$  : coefficient géographique qui est égal à  $0,026 \div 0,049$  ;

H : hauteur annuelle des précipitations, en (mm) ;

P : période de retour, en années ;

t : durée de la pluie, en minutes ;

$\alpha_1 \sqrt[3]{H^2}$  : constante climatique.

Aussi la formule (2.22) comporte le coefficient de réduction  $n=0,5$  représentant la puissance du temps, mais l'analyse des données réelles montrent que cette puissance n'est pas valable pour la majorité des régions observées le développement des données pluviométriques ont montré que les régions dont les caractéristiques sont bien déterminées, l'intensité est liée avec la durée de la pluie par la formule :

$$q_r = \frac{q}{t^n} \quad (2.23)$$

où q et n sont des valeurs obtenues après le traitement des données d'observation.

La valeur q se détermine par l'expression :

$$q = 20^n \times q_{20} (1 + C_1 \lg P) \quad (2.24)$$

$C_1$  : coefficient dépendant du nombre annuelle pluie dans le bassin versant ;

$q_{20}$  : intensité de pluie (en l/s.ha) pour une durée de 20 minutes et avec une période de retour d'une fois par an.

Au cas où  $q_{20}$  est inconnue dans la région considérée on détermine cette valeur par la formule :

$$q_{20} = 0,071 \times \sqrt{dU} \quad (2.25)$$

Ou dU la moyenne pesée du déficit de l'humidité de région, en mm.

Ceci est applicable dans le cas où l'intensité est uniforme sur le bassin versant considéré or en réalité la plus n'est pas uniforme dans le temps et la surface du bassin versant c'est pourquoi on introduit le coefficient qui tient compte d'irrégularité de ruissellement sur le bassin versant :

$$\eta = \frac{1}{1+0,001 \times A^{2/3}} \quad (2.26)$$

Ou A est la surface totale du bassin versant.

Ici on remarque la décroissance spatiale apparaît en multipliant la surface A par coefficient  $\eta$  et non pas comme pour le modèle de M.Caquot apparaît en puissance  $\epsilon$  (la formule 2.2).

L'eau de pluie qui tombe sur le sol se partage en trois parties : une partie s'évapore et retourne dans l'atmosphère, la deuxième partie s'infiltré par le sol et la troisième ruisselle suivant la pente du sol, elle rejoint le réseau d'égout, son débit est :

$$q_p = c \times q_r \quad (2.27)$$

C : coefficient de ruissellement ;

$q_r$  : débit total de pluie tombée, en l/s.ha.

Le coefficient de ruissellement dépend de la surface du bassin versant, l'intensité et de la pluie :

$$c = Z \times q_r^{0.2} \times t^{0.1} = \frac{Z \times q_r^{0.2}}{t_c^{0.2n-0.1}} \quad (2.28)$$

Z est le coefficient empirique dépendant du revêtement du sol du bassin versant.

Lorsque le coefficient de ruissellement c n'est pas constant, le débit maximum des eaux pluviales est donné par :

$$Q = \frac{Z \times q^{0.2} \times \eta \times A}{t_c^{1.2n-0.1}} \quad (2.29)$$

Et lorsque c est constant ce débit est :

$$Q = \frac{c \times \eta \times q \times A}{t_c^n} \quad (2.30)$$

La détermination du débit d'après les formules ci-dessus est difficile, c'est pourquoi on simplifier le calcul il faut en premier lieu calculer le temps de concentration  $t_c$  puis le coefficient d'intensité limite  $\rho$  qui égal au rapport :

$$\rho = \frac{q_p}{q} \quad (2.31)$$

$q_p$  : débit pour le temps réel ;

$q$  : débit pour le temps  $t_{ec} = 0$ .

Finalement le coefficient de l'intensité limite  $\rho$  est égal :

$$\rho = \frac{c \cdot q}{t_c^n} = \frac{c \cdot q}{(t_t + t_r)^n} = \frac{(t_t + t_r)^n}{t_c^n} = \left( \frac{t_t + t_r}{t_c} \right)^n \quad (2.32)$$

Ainsi l'expression donnant le débit maximum des eaux pluviales du bassin versant considéré devient :

$$Q = \rho \times q \times A \quad (2.33)$$

Aussi le temps de concentration  $t_c$  est donné par l'expression :

$$t_c = t_t + t_r + t_{ec} \quad (2.34)$$

$t_r$  : temps de parcours par caniveau ouvert, minutes ;

$$t_r = 1.25 \times \frac{L_r}{V_r} \quad (2.35)$$

$L_r$  et  $V_r$  sont respectivement longueur et vitesse dans les caniveaux avant l'exutoire ;

$t_t$  : temps de parcours des eaux pluviales dans les conduites :

$$t_t = r \times \sum \frac{L_{t,i}}{V_{t,i}} \quad (2.36)$$

$r$  : coefficient qui dépend des valeurs  $n$  et varie de 2 à 3 ;

$t_{t,i}$  : longueur d'un tronçon du numéro  $i$  du réseau ;

$V_{t,i}$  : vitesse des eaux pluviales dans un tronçon du numéro  $i$  du réseau ;

$t_{ec}$  : temps d'écoulement superficiel, en minutes.

Après cette brève étude on peut conclure que cette méthode est basée sur la même méthode rationnelle, mais en différence des méthodes examinées ci-dessus, celle-ci compte de la fréquence nécessaire des pluies, du remplissage des tuyaux des le débit de la pluie (par le coefficient  $Z$ ). Il n'existe pas de limitations maximales de bassin versant, aussi le temps de concentration est lié avec la pente des tuyaux selon le sens physique de ce paramètre. Comme pour les autres méthodes, les caractéristiques calculées sont déterminées par le traitement spécifique des données réelles d'observations dans la région considérée.

### 2.5 Conclusions

La comparution des méthodes présentées dans ce chapitre nous permet de faire les conclusions suivantes :

1. La méthode dit rationnelle est la plus utilisée à l'échelle mondiale, mais avec certaines modifications et limitations (l'aire du bassin versant varie par exemple de moins 100 à 500 hectares sauf en URSS jusqu'à 4000 hectares) dépendant du climat, de la topographie et de la perméabilité du bassin versant de la région considérée.
2. La pluviométrie ponctuelle est la plus utilisée, or le réseau d'assainissement intéresse le plus souvent une zone d'une certaine étendue que les pluies n'y succèdent ne couvrent pas forcément en totalité ou s'étendant sur tout le bassin versant, n'y gardent pas en tout point une intensité semblable. A cet effet en France on utilise le coefficient  $\epsilon$  et en ex URSS on introduit le coefficient  $\eta$ , ces coefficients tiennent compte d'irrégularité de l'intensité sur le bassin considéré.
3. Le temps de concentration  $t_c$  dans les divers pays est déterminé par des méthodes variables par exemple en méthode rationnelle ou le temps de parcours entre l'exutoire du bassin versant et le point le plus éloigné en France  $t_c$  est égal à la somme du temps de parcours de l'eau sur le sol et du temps de parcours de l'eau dans la conduite, mais en ex URSS on tient compte de remplissage du tuyau en introduisant le coefficient  $r$  dont l'explication est peu détaillée.
4. La période d'observation en général est inférieure à 10 ans pour le calcul des différents systèmes de canalisation sauf pour le système unitaire cette période est supérieure à 10 ans.
5. Les modifications et les élaborations des méthodes de détermination le débit des eaux pluviales dépendant d'un pays à l'autre des conditions hydrologiques naturelles de la région considérée. Ces modifications n'ont parfois des applications théoriques précises qui sont nécessaires pour éviter les erreurs dans les calculs des eaux usées pluviales évacuées par les tronçons du réseau de canalisation. L'évaluation des possibilités pratiques des méthodes dans ce chapitre et la formation d'une méthode à adopter en Algérie peut être basée sur l'analyse des principes hydrologiques de la formation de débit des eaux de ruissellement.

**CHAPITRE 3**  
**Essai théorique de la**  
**formation des eaux de pluie**

### 3.1 Généralités

Au début de la mise sur pied des projets de protection contre les pollutions et les inondations dues aux eaux pluviales, une étude hydrologique plus au moins poussée est indispensable.

La caractéristique essentielle de cette étude est d'être résolument orientée vers l'exécution précise et l'analyse rationnelle des mesures d'observations portant sur les facteurs hydrométéorologiques d'un phénomène a vue d'élucider son mécanisme et les lois de probabilité, son objectif sera souvent de mettre sur pied des méthodes de prédétermination quantitative de l'amplitude ou de la probabilité d'occurrence du phénomène. Le type de ce genre d'étude est la prévision de débit des crues, soit en fonction des précipitations qui les produisent (compte-tenu de tous les processus qui influent sur la fonction de transfert « pluie-débit »).

A cet effet l'analyse des pluies sur une zone étendue dont la surface peut varier de quelques kilomètres carrés comme dans l'étude d'un projet d'assainissement urbain, est obligatoirement basée sur les relevés de pluies effectués dans un certain nombre de stations de jaugeage existant dans la zone considérée. La légitimité de cette analyse dépend d'une part des caractéristiques météorologiques de l'averse et d'autre part de la topographie de la région.

Ceci doit être examiné dans chaque cas particulier pour estimer la précision probable des résultats de tout calcul subséquent.

Donc l'analyse théorique doit être dirigée sans doute vers la détermination des débits calculés des eaux de ruissellement et elle se compose de quelques directions principales :

- Le choix des caractéristiques calculées des pluies dont l'intensité est variable pendant le temps ;
- Transformation du débit pluvial au débit d'écoulement ou à celui qui entre dans le réseau de la canalisation pluviale de l'agglomération et de l'entreprise industrielle ;
- L'influence du réseau de la canalisation évacuant des eaux pluviales sur la transformation du débit d'écoulement des eaux pluviales évacué par canalisation.

### 3.2 Notion de bassin versant

Tout d'abord un bassin versant est un secteur géographique d'une ville limité par les lignes de crêtes ou lignes de rencontre des versants vers le haut ou encore ligne de partage des eaux. Dans un bassin versant toutes les eaux qui ruissellent en surface sont recueillies par une seule ligne d'écoulement – R (Figure 3.1).

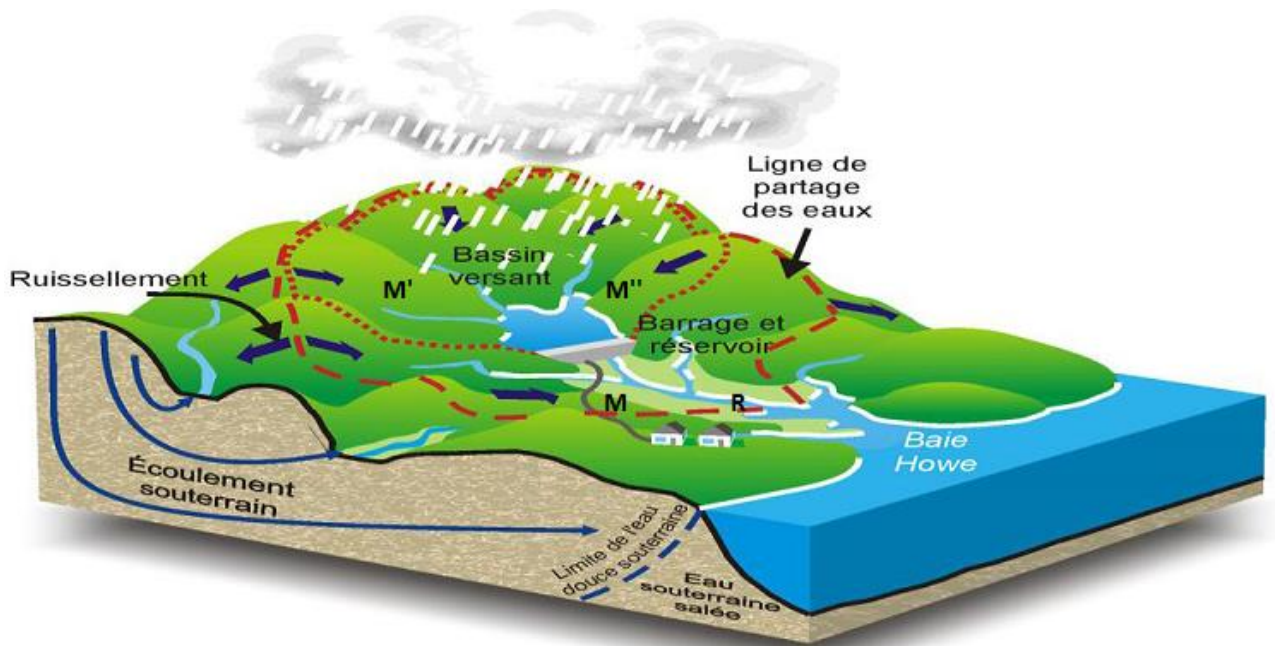


Fig. 3.1 Bassin versant

Ainsi l'eau tombée au point M après avoir ruisselé sur le sol atteint directement R tandis que les eaux tombées en M' et M'' atteignent d'abord les affluents  $A_n$  et  $A_j$  respectivement avant de rejoindre R, mais toutes les eaux tombées à l'intérieur de  $\sigma$  atteignent finalement le point sortie du bassin (ou exutoire).

Le bassin versant total  $\Sigma$  peut comprendre à l'intérieur de son périmètre  $\sigma$  des sous-bassins versants  $\Sigma_1 ; \Sigma_2 ; \dots ; \Sigma_j ; \dots ; \Sigma_n$  de chaque affluent  $A_1 ; A_2 ; \dots$  que l'on définit de la même manière. Ces sous-bassins sont limités par les lignes de crêtes  $\sigma_1 ; \sigma_2 ; \dots ; \sigma_{12}$ .

La figure 3.1 montre bien la possibilité de partager la surface de la ville à canaliser en quelques sous-bassins dont les débits peuvent être déterminés à part. Cette proposition est bien comprise en considérant la ligne d'affluent R comme n'importe quelle ligne de partage des eaux.

### 3.3 Répartition des eaux de pluies dans un bassin versant

L'eau de pluie qui tombe sur le sol d'un bassin versant se partage en trois parties essentielles :

- 1 L'évaporation résulte des phénomènes qui permettent la transformation de l'eau de pluie en vapeur. Les facteurs qui conditionnent l'évaporation sont essentiellement le climat, le sol, la couverture du sol (végétation) ;
- 2 L'infiltration est la quantité d'eau de pluie qui pénètre dans le sol et elle dépend de la nature du sol. Elle est aussi difficile à calculer ou à déterminer par observation directe.

- 3 Le ruissellement c'est le mouvement par gravité a la surface du bassin versant suivant la pente du terrain de la quantité d'eau de pluie qui n'est pas infiltrée ou évaporée.

Il peut s'écouler une longue durée entre le commencement de la pluie (l'instant  $t = 0$ ) et celui ou corrélativement ou corrélativement on observe une augmentation du débit à l'exutoire du bassin versant. Ceci ce fait en trois étapes :

- Un premier temps correspond à la saturation du terrain ;
- Une fois le taux de pluie dépasse la capacité d'infiltration, l'eau ruisselle le long de la ligne de plus grande pente a vitesse réduite c'est-à-dire freiné par les irrégularités du terrain ;
- En fin l'écoulement dans le réseau de canalisation qui s'évacue vers l'exutoire.

Cette répartition explique bien la différence qui existe entre la quantité de pluie tombée et le débit à évacuer par le réseau de la canalisation. Cette différence est prise en considération dans le calcul des effluents pluviaux.

### **3.4Durée, intensité et fréquence d'une averse**

En assainissement urbain il est nécessaire de procéder dans le bassin versant à assainir, à une analyse détaillée de chaque pluie importante dont la durée, l'intensité, la fréquence, l'imperméabilité et la répartition de cette pluie sur ce bassin constitueront les caractéristiques essentielles au calcul des dimensions à donner aux ouvrages d'un système d'évacuation, on présente ci-dessous les caractéristiques principales des pluies :

- La durée d'une pluie en une station météorologique déterminée est l'intervalle de temps qui s'écoule entre le début et la fin de la pluie observée à cette station, la durée est souvent mesurée en minutes ou parfois en heures ;
- L'intensité  $i$  de pluie est la hauteur d'eau tombée dans l'unité de temps, la pluie n'a pas une intensité uniforme pendant toute la durée, on peut ainsi définir l'intensité instantanée, l'intensité maxima et l'intensité moyenne ;
- La fréquence montre comment se répartissent les pluies de la région considérée, leur durée, leur intensité et leur période de récurrence, c'est-à-dire le nombre d'années au cours duquel en moyenne, l'averse considéré surviendra seulement une fois.

On a déjà remarqué qu'il est nécessaire de définir l'intensité instantanée, l'intensité maxima et l'intensité moyenne de pluie pendant toute sa durée or en assainissement urbain pour le dimensionnement des égouts et les autres ouvrages de la canalisation pluviale on utilise la courbe des intensités moyennes. Cette intensité est définie par le rapport de la hauteur de pluie sur la durée de pluie, qu'on appelle temps de concentration. L'intensité varie suivant les caractéristiques

météorologiques de l'averse, en pratique cette variation est représentée par des courbes obtenues à partir des informations données par les pluviographes (Figures 1.1 ; 1.2 ; 1.3 ; 1.4 ; 1,5) on peut avoir par exemple l'hyétogramme qui donne sous la forme d'un graphique en échelons (Figures 1.6 et 1.7), la hauteur de pluie tombée au cours d'une série d'intervalles de temps égaux partant du début jusqu'à la fin de la pluie.

Ces intervalles peuvent être choisis (entre 1 minute et 1 heure) selon la durée totale de l'averse. Les recherches ont montré que le centre de gravité de la pluie n'est autre que le centre de gravité de la surface hachurée du hyétogramme. La figure 1.6 présente quelques pluies dont les intensités moyenne et maximale sont diverses. Ceci correspond bien avec la réalité. Voilà pourquoi le débit des eaux pluviales doit être calculé selon la pluie dont les caractéristiques sont concrètes.

On ne cherche pas, pour des raisons économiques, la précipitation la plus intense pour calculer le réseau d'assainissement. C'est pourquoi il est indispensable de connaître comment se répartissent les pluies de la région considérée selon leurs caractéristiques principales citées ci-dessus, on ne cherche pas une protection absolue mais une protection contre une averse de fréquence (ou de probabilité) déterminée

Comme nous l'avons déjà expliqué ci-dessus, l'exutoire reçoit seulement la partie des eaux qui arrive à l'écouler, c'est-à-dire la quantité qui reste après l'évaporation, le stockage dans les dépressions de surface et l'infiltration qui dépend de la nature du sol.

Or l'urbanisation transforme le milieu naturel par modification de l'occupation du sol et de son utilisation. Cette transformation est l'augmentation des surfaces imperméables et donc l'accroissement du ruissellement et par conséquent la diminution des pertes des eaux pluviales tombées.

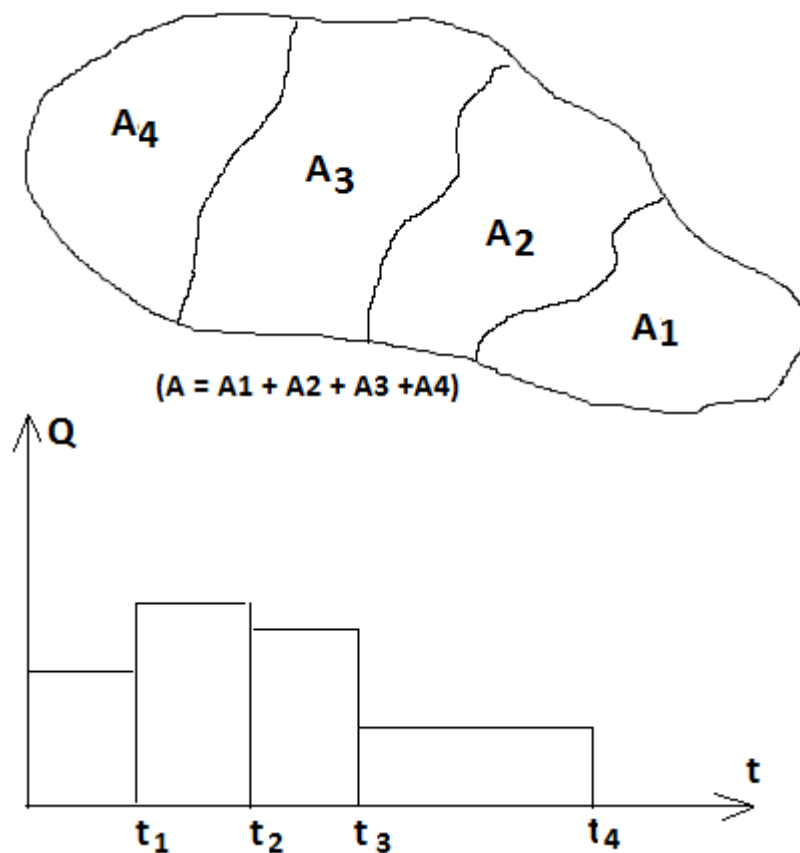
A cet effet on introduit le coefficient de ruissellement qui tient compte globalement des pertes des eaux tombées (évaporation, stockage, infiltration) sur l'ensemble du bassin. L'influence de ce coefficient sur le débit est plus importante, il fait varier le débit dans les espaces constitués de sol de nature variable.

### **3.5 Etude théorique du débit à la sortie du bassin versant**

Considérons un bassin versant parfaitement imperméable et ne comportant aucune possibilité de stockage superficiel. On trouve pour ce bassin que le coefficient de ruissellement est égal à 1 (l'évaporation est négligeable).

On suppose pour simplifier, qu'il tombe sur le bassin une averse uniforme d'une durée précisément égale à l'intervalle de temps choisi pour le tracé des lignes isochrones du bassin et d'une intensité efficace  $i$ .

On admet en outre que ce bassin se compose de quatre secteurs  $A_1, A_2, A_3, A_4$  limités par des lignes isochrones de ruissellement (la ligne isochrones est tracée par les points tels que le temps de parcours d'une particule d'eau entre ces points et l'exutoire soit le même) et de surfaces respectivement  $F_1, F_2, F_3, F_4$ . Le temps de concentration est pris de 1 heure pour le secteur  $A_1$  le plus voisin de l'exutoire donc ça sera respectivement pour le reste secteurs  $A_2, A_3, A_4$ , 2 heures, 3 heures, et 4 heures. Ce choix du temps de concentration n'influe pas sur le principe du calcul. Voilà pourquoi on peut considérer cet exemple à discuté sur la figure (3.2) le cas général. On détermine pour une hauteur totale des précipitations l'allure des débits des eaux pluviales près de l'exutoire (l'allure de l'hydrogramme relevé à l'exutoire).



**Fig.3.2 Hydrogramme résultant d'une averse observé à l'exutoire**

L'hydrogramme simple présente la forme générale d'une courbe dissymétrique proposée sur la figure 3.2. Les parties essentielles de l'hydrogramme sont les suivantes :

- La partie correspondant à la montée de la crue ou « courbe de concentration » ;
- Pointe de l'hydrogramme ;
- Courbe de décrue ;

- Courbe de tarissement (l'importance de cet apport est surtout pour les grands bassins versants).

L'hydrogramme relatif à l'ensemble des quatre secteurs  $A_1, A_2, A_3, A_4$  est déterminé par le fait que chacun de ces sections produira des hydrogrammes identiques à celui du secteur  $A_1$  (expliqué ci-dessous), chacun d'eux étant décalé d'une heure par rapport à celui qui le précède de l'aval à l'amont.

L'écoulement provenant du secteur  $A_1$  du bassin versant alimente l'exutoire dès le début de la pluie. On admet pour simplifier que débit augmente linéairement jusqu'à la fin de la première heure (puisque le temps  $t_c = 1$  heure du secteur  $A_1$ ). Donc le débit arrivant à l'exutoire sera égal à l'intensité moyenne de pluie multiplié par la surface  $F_1$  du secteur  $A_2$ , mais à l'instant où la pluie cesse l'écoulement provient du secteur voisin de l'exutoire. Le débit relatif au secteur  $A_1$  diminue linéairement et s'annule à la fin de 2<sup>ème</sup> heure.

L'hydrogramme à l'exutoire se caractérise par :

- Le temps de base  $t_B$  qui est présenté par l'intervalle de temps compris entre le commencement et la fin du ruissellement provoqué par l'averse, il est égal au temps de concentration augmenté de la durée de l'averse.

$$t_B = t_c + t_a \quad (3.1)$$

- La valeur du débit de pointe qui est égal au produit de l'intensité moyenne de la pluie par la surface du bassin versant.

L'hydrogramme sera constitué par juxtaposition du rectangle représentant le volume d'eau tombé en une heure sur la surface du secteur. Mais en réalité le débit est réduit par le coefficient de ruissellement  $c$  que l'on admet ou comme  $c = 1$  (voir ci-dessus), ou bien comme constant dans chacun des secteurs et pendant toute la durée de l'averse.

Examinons les hydrogrammes obtenus pour notre bassin à étudier présenté sur la figure 3.2 en changeant la durée d'une averse gardant et en maintenant le temps constant de la concentration.

Pour une averse de durée  $t_a = 4$  h. avec le temps  $t_c = 4$  h. et le temps de base  $t_B = t_c + t_a = 8$ h, nous obtiendrons (Figure 3.3) les débits suivants pour chaque unité du temps :

$$\begin{aligned} Q_1 &= C_1 \cdot i_1 \cdot A_1 \\ Q_2 &= C_2 \cdot i_2 \cdot A_2 \\ Q_3 &= C_3 \cdot i_3 \cdot A_3 \\ Q_4 &= C_4 \cdot i_4 \cdot A_4 \\ Q_5 &= 0 \end{aligned} \quad (3.2)$$

Pour une averse de durée  $t_a = 2$  h. avec le temps de concentration égal 4 h. (reste sans changement pour le même bassin versant) et le temps de base  $t_B = 6$  h. qui change selon l'augmentation de la durée d'averse, nous avons les débits pluviaux formés à la sortie du bassin :

$$\begin{aligned}
 Q_1 &= C_1. i_1. A_1 \\
 Q_2 &= C_2. i_1. A_2 + C_1. i_2. A_1 \\
 Q_3 &= C_3. i_1. A_3 + C_2. i_2. A_2 \\
 Q_4 &= C_4. i_1. A_4 + C_3. i_2. A_3 \\
 Q_5 &= C_4. i_2. A_4 \\
 Q_c &= 0
 \end{aligned}
 \tag{3.3}$$

Pour une averse avec des temps  $t_a = 4$  h,  $t_c = 4$  h,  $t_B = 8$ h; on a:

$$\begin{aligned}
 Q_1 &= C_1. i_1. A_1 \\
 Q_2 &= C_2. i_1. A_2 + C_1. i_2. A_2 \\
 Q_3 &= C_3. i_3. A_3 + C_2. i_2. A_2 + C_1. i_3. A_1 \\
 Q_4 &= C_4. i_4. A_4 + C_3. i_2. A_3 + C_2. i_3. A_2 + C_1. i_4. A_1 \\
 Q_5 &= C_4. i_2. A_4 + C_3. i_3. A_3 + C_2. i_4. A_2 \\
 Q_6 &= C_4. i_3. A_4 + C_3. i_4. A_3 \\
 Q_7 &= C_4. i_4. A_4 \\
 Q_8 &= 0
 \end{aligned}
 \tag{3.4}$$

Et en fin pour une averse de durée  $t_a = 6$  h,  $t_c = 4$  h,  $t_B = 10$ h :

$$\begin{aligned}
 Q_1 &= C_1. i_1. A_1 \\
 Q_2 &= C_2. i_1. A_2 + C_1. i_2. A_1 \\
 Q_3 &= C_3. i_1. A_3 + C_2. i_2. A_2 + C_1. i_3. A_1 \\
 Q_4 &= C_4. i_1. A_4 + C_3. i_2. A_3 + C_2. i_3. A_2 + C_1. i_4. A_1 \\
 Q_5 &= C_4. i_2. A_4 + C_3. i_3. A_3 + C_2. i_4. A_2 + C_1. i_5. A_1 \\
 Q_6 &= C_4. i_3. A_4 + C_3. i_4. A_3 + C_2. i_5. A_2 + C_1. i_6. A_1 \\
 Q_7 &= C_4. i_4. A_4 + C_3. i_5. A_3 + C_2. i_6. A_2 \\
 Q_8 &= C_4. i_5. A_4 + C_5. i_6. A_5 \\
 Q_9 &= C_4. i_6. A_4 \\
 Q_{10} &= 0
 \end{aligned}
 \tag{3.5}$$

Donc le débit instantané d'une crue le plus fort à l'exutoire atteint pour la pluie dont sa durée  $t_a$  est égal au temps de concentration  $t_c$  du bassin versant total de m secteurs sera donné après les limitations suivantes :

- Coefficient de ruissellent  $C_i$  est constant dans tous les secteurs

$$C_1 = C_2 = \dots = C_i = \dots = C_m = C
 \tag{3.6}$$

Aussi

$$\begin{aligned}
 i_1 &= i_{11} = i_{21} = \dots = i_{K1} \\
 i_2 &= i_{12} = i_{22} = \dots = i_{K2} \\
 i_3 &= i_{13} = i_{23} = \dots = i_{K3} \\
 i_m &= i_{m1} = i_{m2} = \dots
 \end{aligned}
 \tag{3.7}$$

L'intensité de pluie  $i$  ne dépend pas des secteurs du bassin versant et de la durée de pluie.

Après ces limitations ; le débit sera :

$$Q_i = C(i_1.A_1 + i_2.A_{i-1} + \dots + i_i.A_1) \tag{3.8}$$

En admettant que les surfaces des secteurs sont les mêmes, donc :

$$A_1 = A_2 = \dots = A_m = A/m = A_0 \tag{3.9}$$

Où

$A$  : surface total du bassin versant ;

$m$  : nombre de secteurs composant le bassin versant l'expression donnant le débit devient :

$$Q_i = C \times \frac{A}{m} \times \sum_{i=0}^m i_i \tag{3.10}$$

L'intensité moyenne  $i$  de pluie à partir du commencement ( $t = 0$ ) jusqu'à la fin de la pluie ( $t = t_a$ ) est égale :

$$i = \frac{1}{m} \sum_{i=1}^m i_1 \tag{3.11}$$

Ainsi obtient la formule connue dite rationnelle :

$$Q_p = C.i.A \tag{3.12}$$

Comme nous l'avons expliqué ci-dessus cette formule est valable seulement pour une intensité supposée uniforme, un coefficient de ruissellement constant et pour une augmentation régulière de la surface du bassin versant avec la durée de pluie. Elle donne un débit approché par excès.

Ainsi les hydrogrammes tracés ci-dessus pour des durées de pluie inférieures et supérieures au temps de concentration, nous montrent la variation du débit exutoire en fonction du temps et aussi explique la participation des portions du bassin versant sur lesquelles est tombée l'eau qui à un instant donné arrive à l'exutoire.

Pour une durée de pluie  $t$  supérieure au temps de concentration, à quelques moment après le début de la pluie l'eau commence à ruisseler et le secteur  $A_i$  du bassin qui est le plus proche de la sortie

commence à alimenter le point de sortie (exutoire). Lorsque  $t$  croît le débit  $Q$  croît jusqu'au moment  $t = t_c$  pour lequel le débit correspondant au ruissellement de tout le bassin versant de surface  $A$  atteint son maximum tel que :

$$Q_{\max} = C.i.A \quad (3.13)$$

Ce maximum subsistera jusqu'au  $t = t_a$  ou la pluie cesse  $A$  partir de cet instant la portion du bassin qui alimente le point de sortie va aller en décroissant, ce sont les portions les plus proches de l'exutoire qui vont les premières cesser de l'alimenter exutoire. Ainsi à l'instant  $t_j = t_a + \Delta t_i$  toutes les parties du bassin cessent d'alimenter l'exutoire, à cet instant  $t_j$  le débit sera alors :

$$Q_j = i.(A - A_i).C \quad (3.14)$$

$$Q_j = Q_{\max} - Q_i \quad (3.15)$$

Pour le cas où la durée  $t_0$  de la pluie est inférieure au temps de concentration, l'augmentation du temps  $t = 0$  au temps  $t_i$  rien n'est changé par rapport au cas précédent et les courbes sont confondues.

Le débit croît constamment en particulier à l'instant  $t_i$  (tel-que  $t_i < t_a$ ) le secteur du bassin proche de l'exutoire commence à alimenter ce dernier. Mais à l'instant  $t = t_a$  la pluie s'arrête alors que tous le bassin ne participe pas encore au débit à l'exutoire.

Après l'instant  $t = t_c$  la portion du bassin qui alimente l'exutoire comprend les parties les plus amont et diminue à l'aval, le débit décroît. C'est donc entre les instants  $t = t_a$  et  $t = t_c$  que le débit passe par un maximum  $Q'_{\max}$  inférieur au débit maximum  $Q_{\max}$  du cas précédent puisque jamais l'ensemble du bassin n'a fourni ses eaux de ruissellement à l'exutoire simultanément.

Ce cas que l'on vient d'expliquer est un cas approximatif car en réalité l'intensité de pluie, le coefficient de ruissellement ne sont pas constants pendant toute la durée de la pluie. C'est pourquoi on peut présenter les variations du débit comme suit :

$$\begin{aligned} Q_1 &= C_{11}.i_{11}.A_1 \\ Q_2 &= C_{21}.i_{21} + C_{12}.i_{12}.A_1 \\ Q_i &= C_{i1}.i_{i1}.A_1 + C_{i-1,2}.i_{i-1,2}.A_{i-1} + \dots + C_{K,P}.i_{K,P}.A_K \dots \end{aligned} \quad (3.16)$$

Où

$C_{K,P}$ : coefficient de ruissellement du secteur  $K$  pendant la  $P$ -ième minute de la pluie ;

$i_{K,P}$ : intensité de pluie dans le secteur  $K$  pendant la  $P$ -ième minute de la pluie ;

$A_K$ : surface du secteur  $K$  du bassin versant.

Nous voyons bien que la valeur maximale du débit dépend des coefficients caractérisant le bassin versant. Nous allons examiner certains de ces caractéristiques dans les paragraphes suivants.

### 3.6 Coefficient de ruissellement

En réalité le coefficient de ruissellement dépend du type de revêtement du sol et de la durée de pluie. Les valeurs précises de ce coefficient et de l'allure de ses variations peuvent être obtenues par des études spécifiques. Les recherches établies jusqu'à présent dans le monde utilisent les formules empiriques pour déterminer ce coefficient. Ces mêmes permettent de prendre le coefficient de ruissellement constant si la valeur dépasse 0,3. Ceci est bien vérifié dans les villes ou le taux de surface imperméable est assez grand. Pour la région d'Annaba le taux de telle surface est élevé car la majorité de sa surface est constituée d'une partie de terrains argileux ou l'infiltration est relativement faible. Donc nous pouvons admettre dans notre recherche que le coefficient de ruissellement est constant pour cette région.

### 3.7 Intensité d'une pluie

Il y a aussi à noter que l'intensité n'est pas uniforme car il se produit une dispersion des pluies dans l'espace et dans le temps. Dans l'espace elle suit la grandeur de la surface du bassin versant c'est-à-dire l'intensité moyenne des pluies est d'autant plus faible que la surface est plus grande, et dans le temps elle se traduit par la variation de l'intensité pendant la durée de la pluie.

Pour tenir compte de la dispersion de la pluie dans l'espace en fonction de la surface on utilise les coefficients  $\varepsilon$  et  $\eta$  de la réduction de l'intensité. Le sens de ces coefficients est déjà expliqué dans le chapitre précédent.

La variation de l'intensité s'explique par l'effet que les allures de l'intensité sont bien différentes. Par exemple les recherches établies dans les différentes régions de l'ex URSS donnent cinq types des réduction des précipitations qui sont représentées par la figure 3.3 Type 1,2,3,4,5.

Sur les figures en abscisse est représenté le temps relatif d'une pluie en pourcentage dont la somme à la durée de la pluie qui est égale à 100%.

En ordonné est représenté le volume relatif d'eau tombée d'une pluie en pourcentage dont la somme 100% est le volume total de la pluie tombante sur le bassin versant.

On peut conclure qu'au point de vue statistique l'intensité des pluies est une valeur variable et pour une région considérée l'intensité diminue au cours d'une pluie moyenne. Pour les autres régions les changements de l'intensité peuvent se distinguer de cette présentée. Mais les variations de l'intensité sont la règle générale.

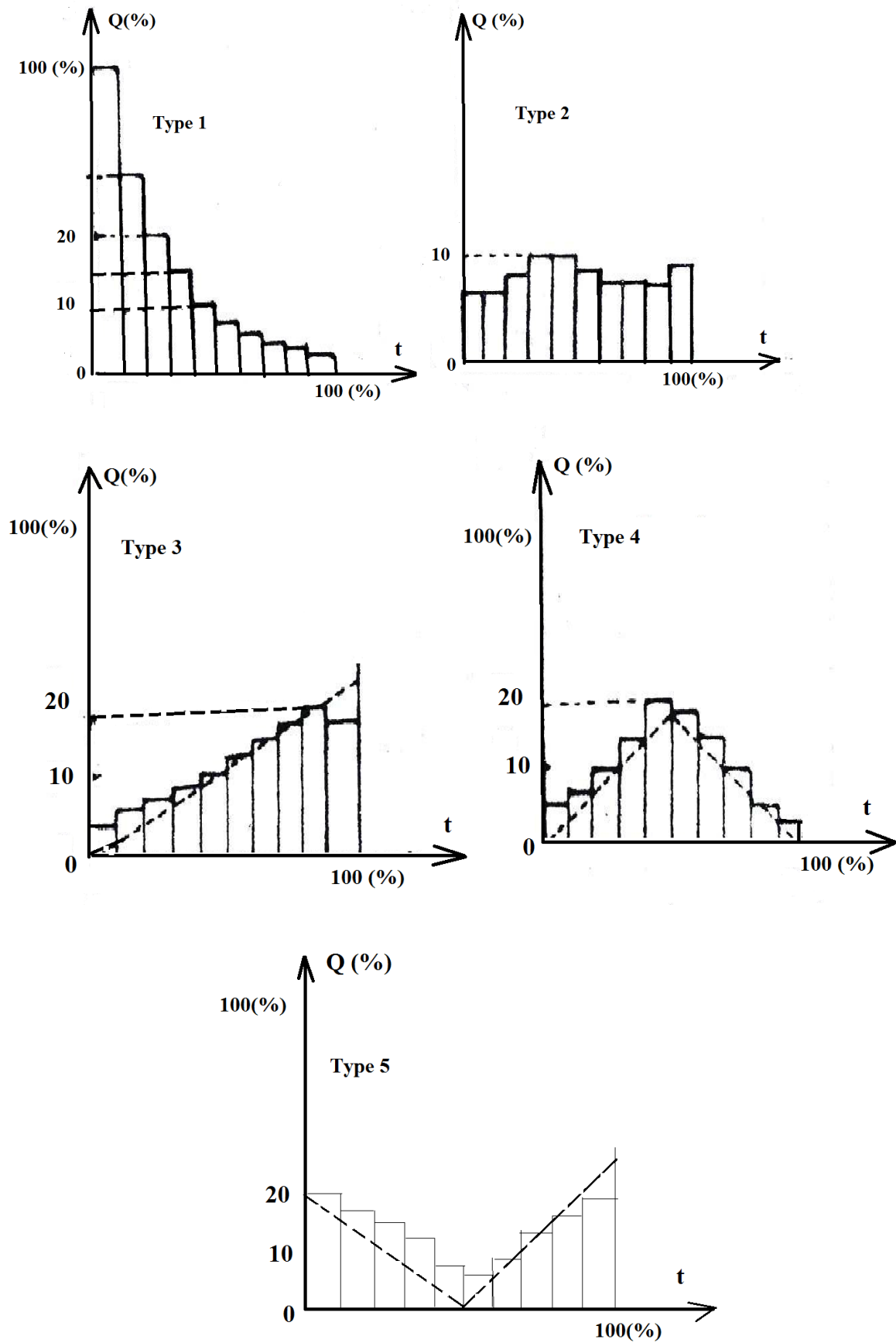


Fig.3.3 : Types réels de pluies

Les recherches établies dans les différents pays du monde ont abouties aux équations hyperboliques donnant l'intensité de pluie calculée pour sa durée demandée :

$$i = \frac{q}{(B + t)^n} \quad (3.17)$$

Plus souvent simplifiée à l'équation suivante :

$$i = \frac{q}{t^n} \quad (3.18)$$

qui s'appelle parfois la formule de « MONTANA » où q et n sont des paramètres d'ajustement qui dépendent de la région ou se trouve la station météorologique et de la période de retour de l'averse de l'intensité calculée.

Les points obtenus en coordonnées logarithmiques peuvent être ajustées par un procédé graphique sur la droite qui permet d'obtenir les valeurs demandées q et n :

$$\log i = \frac{\log q}{t^n} = \log q - n \log t \quad (3.19)$$

Les valeurs des caractéristiques q et n seront données dans le chapitre suivant après le traitement des données pluviométriques selon la période de retour demandée.

En remplaçant dans la formule rationnelle établie ci-dessus l'intensité i par sa valeur selon l'expression (3.18) et en supposant que la surface du bassin versant croît constamment avec la durée de la pluie calculée (le temps de concentration) nous obtiendrons le débit à l'exutoire.

$$Q = C \times A_0 \times t \times i = C \times \frac{A}{T} \times t \times \frac{q}{t^n} \quad (3.20)$$

Où :

A : surface totale du bassin versant ;

T : durée totale de la pluie considéré à partir de laquelle tout le bassin versant participe à l'alimentation de l'exutoire ;

t : temps courant de la formation du débit à l'exutoire ;

A<sub>0</sub> : surface courante qui participe à l'alimentation de l'exutoire pour le temps courant ; cette surface se détermine par la formule évidente pour sa croissance régulière (Formule (3.21))

$$A_0 = \frac{A}{T} \quad (3.21)$$

Cette expression (3.20) sera valable pour la détermination du débit calculé si la valeur de ce débit croit jusqu'à la fin de la pluie. Pour vérifier cela nous considérons la première dérivée de cette équation (3.20) :

$$\frac{dQ}{dt} = C \times \frac{A}{T} \times q(1 - n) \times t^{-n} = \frac{C \times A \times q}{T \times t^n} \times (1 - n) \quad (3.22)$$

Nous voyons bien que notre supposition sera valable si la valeur du coefficient n ne dépasse pas un (n<1).

Les valeurs réelles de cette caractéristique n obtenues par le traitement des données météorologiques des régions diverses en URSS, en France et d'autres pays n'ont jamais dépassé 0,7. Donc on peut considérer que la valeur n est toujours inférieure à 1 et le débit maximal sera formé à la fin de la pluie considérée.

### 3.8 Accroissement de la surface alimentée

Nous avons conclu que le taux d'accroissement régulier de la surface alimentée n'influe guère sur la conclusion que le débit des eaux pluviales augmente toujours au cours de la pluie. Cette conclusion est basée sur la formule évidente (3.20) ou l'accroissement régulier de la surface alimentée est fixé par l'expression (3.21).

L'accroissement irrégulier de la surface alimentée présenté par n'importe quelle courbe peut être transformé avec la précision nécessaire en lignes en gradin dont l'inclinaison est chargée.

Pour n'importe quelle partie de cette ligne approximative nous pouvons établir l'équation d'accroissement régulier de la surface :

$$A_t = a + B \times t_t \quad (3.23)$$

Où a et B sont les caractéristiques de cette ligne approximative ; la valeur A<sub>t</sub> est valable dans les limites de l'existence de telle ligne approximative.

Considérons un tronçon K d'un réseau d'évacuation des eaux pluviales. Au débit de ce tronçon K le débit des eaux pluviales est égal :

$$Q = C \times a \times \frac{q}{t_{K-1}^n} \quad (3.24)$$

Dans le tronçon le débit est :

$$Q = C \times q \times \frac{a + B(t - t_{K-1})}{t^n} \quad (3.25)$$

En utilisant cette équation nous pouvons déterminer les conditions d'augmentation continue du débit des eaux pluviales du tronçon. Ces conditions s'assurent pour la première dérivée à zéro :

$$\frac{dQ}{dt} = C \times q \times B \times t^{-n} - n \times C \times t^{-n} \times (a + B(t - t_{k-1})) \quad (3.26)$$

d'où

$$B \geq \frac{n(a + B(t - t_{K-1}))}{t} \quad (3.27)$$

Et le temps limite d'accroissement du débit

$$t \geq \frac{n}{1-n} \left( \frac{a}{B} - t_{K-1} \right) \quad (3.28)$$

En utilisant les surfaces connues de chacun des morceaux de la ligne à gradins par laquelle nous avons présenté la courbe d'accroissement irrégulier la valeur B est égale :

$$B = \frac{a_K - a_{K-1}}{t_K - t_{K-1}} \quad (3.29)$$

Où :

$a_{K-1}$  : Surface au début du tronçon a considérer du réseau d'assainissement ;

$a_K$  : Surface à la fin du même tronçon du réseau ;

$t_{K-1}$  : Temps de la concentration au début du tronçon (durée calculée de la pluie) ;

$t_K$  : Temps de la concentration à la fin du tronçon.

Finalement le temps limité est égal :

$$t = \frac{n}{1-n} \times \left( \frac{a_{K-1}(t_K - t_{K-1})}{a_K - a_{K-1}} + t_{K-1} \right) \quad (3.30)$$

Le temps obtenu montre le point du changement de la croissance du débit des eaux pluviales ; si cette valeur est supérieure à  $t_K$  ou bien inférieure à  $t_{k-1}$  on peut dire que pour la partie examiné de la

courbe d'accroissement de la surface du bassin versant (ou bien pour les tronçons correspondants du réseau d'assainissement) le débit des eaux pluviales augmente toujours.

Pour le cas contraire ( $t_{k-1} < t < t_k$ ) il faut calculer le débit maximal de la surface examinée selon le temps limité obtenu.

On peut aussi vérifier l'influence de l'accroissement de la surface sur le débit calculé en utilisant la valeur limitée de B qui montre l'allure minimal possible l'accroissement de la surface (c'est-à-dire de la partie étudiée de cette surface) lorsque le débit augmente toujours :

$$B > \frac{n \times a_{K-1} + nB(t - t_{K-1})}{t} \quad (3.31)$$

Ou encoure :

$$B > \frac{a_{K-1}}{\frac{t}{n} - t + t_{K-1}} \quad (3.32)$$

Pour la condition extrême ou  $t \rightarrow t_{k-1}$  ou obtient :

$$B > \frac{n \times a_{K-1}}{t_{K-1}} \quad (3.33)$$

Dans cette équation on peut présenter le coefficient directeur moyen d'assainissement de toute la surface précédente au tronçon étudié :

$$B_{moy} = \frac{a_{K-1}}{t_{K-1}} \quad (3.34)$$

Finalement la valeur B limite choisie est égale :

$$B > nB_{moy} \quad (3.35)$$

Donc on peut dire que la formule rationnelle s'utilise directement pour le calcul du débit maximal si les courbes d'accroissement de la surface du bassin versant sont telles que le coefficient directeur satisfait l'équation obtenue.

Pour les cas quand cette inéquation (3.35) ne correspond pas avec la situation réelle nous nous serons obligés de déterminer le temps limité, selon lequel on peut calculer le débit maximal pour la partie examinée de la surface du bassin versant.

### 3.9 Remplissage des tuyaux du réseau d'assainissement

Comme nous l'avons expliqué dans le chapitre 2, la variation de la vitesse d'écoulement des eaux pluviales dans le collecteur du réseau d'assainissement provoque l'augmentation du taux de remplissage des tuyaux.

Pour tenir compte de ces variations qui influent sur la durée calculée de la pluie, en France on utilise les coefficients  $\beta$  et  $\delta$  dont la somme traduit l'effet de stockage sur le bassin versant et dans les tronçons du réseau en URSS on utilise le coefficient de la réduction  $r$  dont la valeur est considérée comme constante et indépendante des conditions d'évacuation des eaux pluviales.

Mais en réalité on doit tenir compte des caractéristiques des pluies et celles du collecteur évacuant les eaux pluviales. La formule rationnelle elle-même ne tient pas compte en général de l'accumulation des eaux pluviales dans les tuyaux d'un réseau d'assainissement.

L'influence de ce remplissage peut être évaluée par l'étude du processus physique de la formation du volume des eaux pluviales et de leur transformation en débit dans les tronçons compte tenu bien sur des caractéristiques du réseau.

Le volume total  $W_e$  des eaux de pluies qui entre dans le collecteur est :

$$W_e = i \times A \times T = q \times A \times T^{1-n} = Q_{max} \times T \quad (3.36)$$

Où

$i$  : intensité moyenne de pluie ;

$T$  : durée de la pluie ;

$Q_{max}$  : débit maximal pendant la durée.

En même temps le volume  $W_s$  sortant du réseau est égal :

$$W_s = \int_0^T Q \times dt \quad (3.37)$$

Où  $Q$  est le débit des eaux pluviales dans le collecteur.

La valeur restant dans le collecteur  $W_r$  augmente le taux de remplissage de celui-ci, ce volume est :

$$W_r = W_e - W_s \quad (3.38)$$

Le volume maximal des eaux accumulées dans les tuyaux est égal au volume  $W_c$  de tous les tronçons du réseau :

$$W_c = \sum_{i=1}^v l_i \times S_i = \sum_{i=1}^v V_i \times t_i \times S_i = \sum_{i=1}^v Q_i \times t_i \quad (3.39)$$

Où

$v$  : nombre des tronçons du réseau qui prennent part au remplissage ;

$l_i$  : longueur du tronçon ;

$S_i$  : surface de la section considérée du tronçon ;

$V_i$  : vitesse d'écoulement des eaux dans le tronçon complètement rempli ;

$t_i$  : temps du parcours des eaux à travers le tronçon ;

$Q_i$  : débit des eaux pluviales dans le tronçon.

Bien sur les débits  $Q_i$  des tronçons doivent assurer l'égalité des volumes résultants  $W_r$  et  $W_c$ .

$$W_r = W_c \quad (3.40)$$

C'est-à-dire le volume restant dans les tronçons doit être égal au volume d'accumulation possible maximale des mêmes tronçons.

Mais les possibilités d'accumulation d'un volume d'eau dans les tronçons mènent à la réduction du débit qui passe par la section considérée du collecteur cette réduction peut être présentée par le coefficient  $\beta$  :

$$\beta = \frac{Q_i}{Q_{max}} \quad (3.41)$$

La valeur de ce coefficient  $\beta$  de réduction du débit maximal initial se détermine par la formule représentant le bilan des eaux dans le réseau :

$$\beta \times \sum Q_{max} \times t = \beta \times \int_0^T Q_{max} \times dt = W_e - W_s \quad (3.42)$$

Le débit maximal de n'importe quel tronçon du collecteur peut être présenté par le débit maximal de la section considérée et le temps de la formation d'écoulement.

On suppose que le débit des tronçons croît régulièrement avec le temps de parcours des eaux. En même temps on considère l'accroissement régulier de la surface de la section des tronçons. En réalité cette surface est constante pour chaque tronçon du réseau d'assainissement. Elle est égale à la surface nécessaire seulement à la fin du tronçon considéré. Une telle proposition facilite le calcul mais elle assure l'accumulation d'une certaine réserve du volume de la capacité du réseau.

La valeur de cette réserve est parfois comparable avec le volume total des tronçons déterminé par la formule (3.39).

En développant l'équation (3.42) qui présente le bilan des eaux pluviales dans le réseau nous obtiendrons :

$$\beta = \frac{W_e - W_s}{\int_0^T Q_{max} \times dt} \quad (3.43)$$

Ou bien :

$$\beta = \frac{Q_{max} \times T - \int_0^T Q \times dt}{\int_0^T Q_{max} \times dt} \quad (3.44)$$

Pour la pluie du type (1) le débit courant est égal :

$$Q = Q_{max} \times \left(\frac{T}{t}\right)^n \times a \quad (3.45)$$

Où :

t : temps courant de la formation du débit ;

a : surface courant du débit.

Dans ce cas le débit courant croit proportionnellement au temps de parcours des eaux.

La surface courant elle aussi croit par la même loi, c'est-à-dire proportionnellement au temps courant :

$$a = A \times \frac{t}{T} \quad (3.46)$$

Dans ces conditions nous avons :

$$Q = Q_{max} \times \left(\frac{T}{t}\right)^n \times \frac{t \times A}{T \times A} = Q_{max} \times \left(\frac{t}{T}\right)^{1-n} \quad (3.47)$$

Les mêmes particularités sont valables pour la formation du débit maximal  $Q_{max,i}$  pour le tronçon i du réseau d'assainissement :

$$Q_{max,i} = Q_{max} \times \left(\frac{t}{T}\right)^{1-n} \quad (3.48)$$

Donc en utilisant les expressions obtenues pour les pluies du type (1) nous prouvons écrire :

$$\beta = \frac{Q_{max} \times T - \int_0^T Q_{max} \times \left(\frac{t}{T}\right)^{1-n} \times dt}{\int_0^T Q_{max} \times \left(\frac{t}{T}\right)^{1-n} \times dt} \quad (3.49)$$

En remplaçant

$$\beta = \frac{Q_{max} \times T - \frac{1}{2-n} \times Q_{max} \times T}{\frac{1}{2-n} \times Q_{max} \times T} \quad (3.50)$$

Ou bien

$$\beta = \frac{1 - \frac{1}{2-n}}{\frac{1}{2-n}} \quad (3.51)$$

Et finalement

$$\beta = 1 - n \quad (3.52)$$

Naturellement d'autres allures de l'intensité de pluie donnent d'autres valeurs pour le coefficient  $\beta$  de réduction du débit maximal.

Mais nous avons expliqué ci-dessus que les pluies du type (1) sont les plus probables, voila pourquoi nous pouvons appliquer le résultat obtenu pour déterminer les débits calculés des tronçons d'un réseau d'assainissement.

Donc pour tenir compte du taux de remplissage des tuyaux d'un réseau d'assainissement on réduit le débit maximal en le multipliant par le coefficient  $\beta$  obtenu ci-dessus.

### 3.10 Conclusions

L'analyse théorique des principes de la formation du ruissellement des précipitations et de sa transformation en débit calculé des eaux pluviales des tronçons d'un réseau d'assainissement nous permet de faire les conclusions suivantes :

1. La formule rationnelle de la détermination des débits calculés maximal des eaux pluviales est basée sur les principes généraux théoriques de la formation des effluents pluviaux d'un bassin versant homogène.
2. On peut citer quelques limitations prises en compte pendant l'élaboration de cette formule rationnelle :

- L'intensité de pluie est considérée constante pendant la formation de l'effluent de tout le bassin versant ; en réalité l'intensité de pluie varie selon la durée pluviale ;
- La formule rationnelle ne tient pas compte de l'influence du tracé du réseau pluvial sur la formation du débit des tronçons de réseau ;
- L'homogénéité du bassin versant suppose l'accroissement régulier de la surface du bassin versant participant à la formation de l'effluent correspondant à la durée de pluie ; cette supposition n'est pas toujours valable en dépendance du tracé d'un réseau pluvial et du relief ;
- Le coefficient d'écoulement  $C$  est pris constant sans tenir compte plus précisément des types de revêtement du sol et leurs changements pour les régions diverses de l'agglomération.

3.6 Pour les agglomérations ou le taux d'imperméabilité de la surface du bassin versant d'épaisse 0,3 ( $C_i \approx 1$ ) on peut ne pas tenir compte des variations du coefficient de ruissellement au cours de la pluie ; Dans ce cas les coefficients de ruissellement sont pris comme constants.

3.7 Le débit calculé des eaux pluviales augmente toujours au cours de la pluie si le coefficient  $n$  de réduction de l'induction de l'intensité pluviale est inférieur à 1 ( $n < 1$ ). Cette augmentation se passe jusqu'au moment quand toute la surface du bassin versant prend part à la formation du débit à l'exutoire (au tronçon considéré du réseau d'assainissement). Les valeurs réelles de cette caractéristique  $n$  obtenues par le traitement des données météorologiques des régions différentes ne dépassent jamais sa valeur limitée. Pour notre région à étudier il faut obtenir la valeur réelle du coefficient  $n$  en traitant des données pluviométriques.

3.8 L'influence de l'accroissement irrégulier de la surface alimentée du tronçon à calculer peut être déterminée par la valeur du coefficient directeur de cet accroissement partiel de la partie examinée de la surface, comparée avec le coefficient directeur d'accroissement moyen de la surface totale alimentée précédente. On peut dire que la formule rationnelle s'utilise directement pour le calcul du débit maximal si les courbes d'accroissement de la surface du bassin versant sont telles que le coefficient directeur satisfait les conditions limites. Pour les cas contraires il faut trouver le temps limité selon lequel on peut calculer le débit maximal pour la partie examinée de la surface du bassin versant.

3.9 Le remplissage des tuyaux du réseau d'assainissement provoque la réduction du débit maximal des eaux pluviales à évacuer. La valeur de cette réduction dépend en général du coefficient  $n$  de changement de l'intensité d'une pluie considérée, elle est donnée par le

coefficient  $\beta$  de réduction du débit maximal pour le remplissage des tuyaux. Le débit calculé du tronçon du réseau est déterminé comme le produit du débit maximal par ce coefficient de réduction.

3.10 Pour bien appliquer les résultats des analyses il faut trouver les caractéristiques pluviales nécessaires de la région à étudier et examiner les possibilités d'utilisation de ces caractéristiques obtenues en les introduisant dans le calcul du réseau de l'assainissement.

# **CHAPITRE 4**

## **Analyse fréquentielle et lois de probabilité**

### 4.1 Introduction

Les sciences hydrologiques, à l'instar des autres sciences naturelles, sont très complexes. Ceci est dû non seulement à la multitude des phénomènes à identifier et à comprendre, mais encore et surtout au fait que ceux-ci ne se répètent jamais de la même manière (Meylan et al, 1999). Il traite des problèmes qualitatifs et quantitatifs qui se ramènent généralement à des prévisions (associer à une date une certaine grandeur) ou des prédéterminations (associer à une grandeur une certaine probabilité) de débits ou de volume en un point ou sur une surface (Laborde J.P., 2000).

### 4.2 Prévision hydrologique

Une des principales vocations dans de nombreux pays est de fournir des prévisions et de signaler les événements extrêmes, principalement les risques d'inondations, de sécheresses, de tornades et d'avalanches. Pour ce qui est de la prévision, les informations doivent en premier lieu être disponibles de façon fiable et claire dans des délais suffisamment courts pour que les décisions appropriées puissent être prises rapidement et en toute certitude.

Une prévision hydrologique consiste à faire l'estimation préalable de l'état futur d'une caractéristique hydrologique. Le besoin de telles prévisions croît avec l'expansion économique d'un pays et l'utilisation de ses ressources en eau.

Les méthodes de prévision vont de l'utilisation de formules empiriques simples ou de corrélations à celle de modèles mathématiques complexes simulant toutes les phases du bilan hydrologique d'un bassin. Les processus hydrologiques sont influencés par les facteurs météorologiques, mais les changements qu'ils provoquent dans le régime ne se manifestent pas immédiatement. La durée du ruissellement causé par les précipitations dans un bassin relativement vaste, par exemple, est nettement supérieure à celle de la précipitation elle-même. De même, la fonte des neiges ne provoque pas immédiatement une augmentation brusque du débit, etc. Le rythme relativement lent du déroulement des processus hydrologiques et le fait qu'ils suivent avec un certain retard les processus météorologiques plus rapides, permettent de prévoir et de calculer à l'avance un certain nombre d'éléments importants du régime hydrologique.

### 4.3 Inondations

L'inondation est un phénomène naturel et saisonnier est la submersion d'une zone rapide ou lente par des pluies importantes en durée et (ou) en intensité. Elle ne provoque pas de perturbations majeures lorsque son ampleur est modérée. Mais une inondation est susceptible de présenter des risques lorsque le débit et le volume d'eau sont tels qu'il y a débordement par rapport au lieu d'écoulement habituel (le lit mineur). L'eau se répand dans les zones d'expansion des inondations,

qui correspondent au lit majeur du cours d'eau, souvent largement urbanisé. L'analyse de l'inondation révèle une réponse hydrologique extrêmement rapide, mais d'une ampleur disproportionnée quant à la quantité de précipitation tombée (Lelièvre, M. A. et al., 2008).

Un cours d'eau présente :

- Le lit mineur où les eaux y sont en permanence.
- Le lit moyen qui est l'espace fluvial, sur lequel s'écoulent les crues aux périodes de retour de 1 à 10 ans en moyenne. Le lit moyen est donc soumis à un risque fréquent d'inondation. La vitesse de l'eau y est forte et cet espace est soumis à de fortes érosions et transports solides lors des crues.
- Le lit majeur qui est l'espace occupé par un cours d'eau lors d'une inondation. Hors du lit majeur, le risque d'inondation fluviale est nul (ce qui n'exclut pas le risque d'inondation par ruissellement pluvial, en zone urbanisée notamment).

Les inondations qui ont à maintes reprises concerné l'Algérie, surtout au cours des cinq dernières décennies, ont amené à chaque fois les médias et l'opinion publique à poser la question des responsabilités. Certains vivent ces événements comme une fatalité, d'autres pensent que les inondations et les dégâts humains et/ou matériels qu'elles engendrent peuvent être évités. La relation la relation entre cette évolution de l'urbanisation et le changement climatique est souvent mise en avant, notamment depuis les catastrophes d'inondations de 2001 de Bâb El Oued (Alger) et 2005, 2009 et 2011 dans Annaba et de 2008 à Ghardaïa.

### **4.3.1 Type des inondations**

Il existe trois types d'inondation :

#### **1. Inondation lente**

Les inondations à cinétique lente affectent des cours d'eau importants, alimentés par des bassins versants de grandes dimensions. Elles sont généralement dues à des pluies d'averses successives, de longue durée (plusieurs jours). La montée des eaux est lente, la crue se prolonge parfois plusieurs jours après la fin des précipitations.

Les dégâts matériels causés par ce type de phénomène sont souvent considérables, en revanche, la lenteur de la montée des eaux permet généralement d'évacuer les personnes exposées et limite les risques d'entraînement et de noyade. Ces inondations sont caractéristiques des régions de plaine. Les inondations lentes sont rarement la cause de décès directs, mais ont des conséquences lourdes sur les infrastructures, les biens, les activités économiques et l'environnement.

## 2. Inondation rapide

Les crues à cinétique rapide (ou crues subites, ou crues éclairs) peuvent apparaître sur n'importe quelle partie du réseau hydrographique (permanente ou non). Elles sont causées par des pluies orageuses intenses de quelques heures affectant parfois seulement une partie du bassin versant.

Les inondations rapides surviennent très rapidement après la pluie et concernent partiellement les bassins accidentés ou situés sur les bords de plateaux. Les inondations rapides ne laissent que très peu de temps pour alerter les riverains et sont les principales responsables des mortalités par noyade. C'est également ce type de crue qui caractérise le fonctionnement des réseaux d'assainissement.

## 3. Inondation indirect

Les inondations indirectes sont les résultats des remontées de nappes. Ce phénomène correspond à une inondation par débordement indirect. Il se manifeste par de la remontée de la nappe phréatique qui affleure en surface et/ou d'une intrusion d'eau dans les différents réseaux d'assainissement. La crue du cours d'eau empêche l'évacuation des eaux et crée donc un refoulement. Il se crée des flaques isolées qui peuvent subsister quelques semaines. Ces phénomènes sont difficiles à prévoir. Ils ne sont généralement pas délimités sur une carte, sauf dans les zones sensibles. Dans bien des cas, seule l'expérience d'une crue permet de connaître les zones potentiellement touchées.

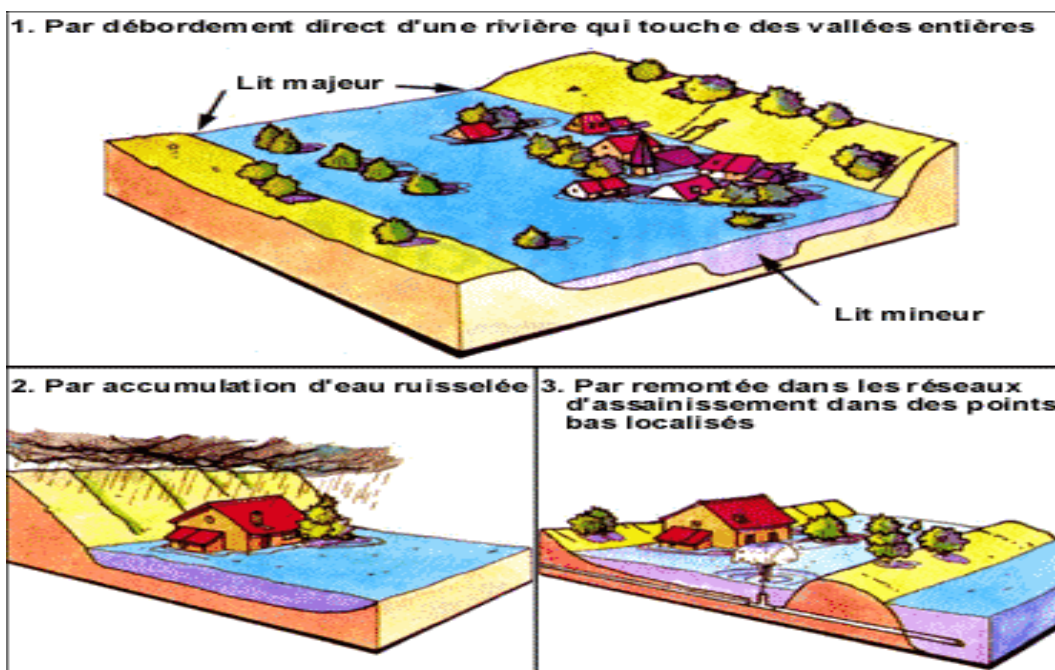


Fig. 4.1 Représentation des différents types d'inondation

### 4.3.2 Causes naturelles et facteurs d'aggravation d'inondation

#### a) Processus de formation des crues d'un cours d'eau

Comprendre le processus de formation des crues revient à analyser les différents facteurs concourant à la formation et à l'augmentation temporaire des débits d'un cours d'eau. En simplifiant, on distingue :

- L'eau mobilisable, constituée de l'eau reçue par le bassin versant ;
- Le ruissellement, qui correspond à la part de l'eau qui n'a pas pu s'infiltrer dans le sol ;
- Le temps de concentration, qui est défini par la durée nécessaire pour qu'une goutte d'eau partant du point le plus éloigné de l'exutoire du bassin versant parvienne jusqu' à celui-ci;
- La propagation de l'onde de crue, qui est fonction de la structure du lit, notamment de la pente et des caractéristiques du champ d'inondation.

#### b) Facteurs influençant l'apparition d'une crue

La nature et l'origine des crues sont liées aux régimes hydrologiques et aux caractéristiques du bassin versant. Les bassins versants des cours d'eau en Algérie, appartiennent au régime pluvial. Les crues auront ainsi pour origine les averses.

De nombreux paramètres influencent l'apparition d'une crue, parmi lesquels on peut citer les suivants :

- Tout d'abord la quantité et surtout la répartition spatiale et temporelle des pluies, par rapport au bassin versant, sont déterminantes. Il peut s'agir de pluies répétées et prolongées affectant par exemple les grands bassins ou d'averses de courte durée, qui touchent de petits bassins versants.
- Les propriétés physiques du bassin ; la nature du sol et la couverture végétale dictent l'évaporation et la consommation d'eau par les plantes. L'absorption d'eau par le sol et l'infiltration dans le sous-sol qui alimente les nappes souterraines influent fortement sur les pertes au ruissellement.
- Les caractéristiques morphologiques du bassin versant (topographie du lit, pente, orientation des versants) accélèrent ou ralentissent les écoulements. Ainsi, pour une même quantité de précipitations, une crue apparaîtra ou non.
- L'activité de l'homme : déboisement, feux de forêts qui rendent le sol plus propice au ruissellement. L'imperméabilisation, due au développement des villes, diminue l'infiltration de l'eau et surcharge les systèmes de drainage du bassin versant.

#### 4.4 Analyse fréquentielle

L'estimation des précipitations associées aux événements extrêmes est un sujet qui suscite de plus en plus d'intérêt dans le domaine des sciences de l'eau. L'estimation des précipitations journalières maximales de période de retour allant de 5 à 100 ans est souvent utilisée pour la conception et dimensionnement d'ouvrages hydrauliques tels que les ouvrages de protection contre les inondations et les réseaux d'assainissement.

Pour protéger les populations avec leurs habitations, les zones industrielles, etc., des inondations, plusieurs mesures peuvent être prises. Des ouvrages de protection (bassins de rétention, digues, etc.) peuvent être construits, des Plans de Prévention des Risques d'Inondation peuvent être établis.

Le dimensionnement de ces ouvrages, l'établissement des PPRI sont aussi fondés sur les calculs des crues extrêmes de référence (de fréquence d'apparition ou période de retour de l'ordre de 10 à 2) à partir de la distribution des pluies extrêmes.

Parmi les méthodes couramment utilisées en hydrométéorologie pour estimer les précipitations en des sites ayant peu ou aucune donnée, on peut distinguer d'une part, les méthodes d'interpolation spatiale (Delhomme, 1978 ; Creutin et Obled, 1982 ; Amani et Lebel, 1998) et, d'autre part, les méthodes d'analyse de fréquence régionale (Hosking et al., 1985 ; Ouarda et al., 1999 pour les crues, et Alila, 1999 pour les précipitations).

Les méthodes d'interpolation utilisent des approches géométriques (la méthode de trois stations les plus proches, les polygones de Thiessen) ou les fonctions de corrélation spatiale (krigeage) pour estimer à un site cible la précipitation associée à un événement ou à une fréquence donnée. Par contre, les méthodes d'analyse fréquentielle régionale permettent d'estimer pour un site donné, et sur la base de l'information régionale, les quantiles ( $X_T$ ) de période de retour  $T$ .

Les méthodes d'analyse fréquentielle régionale sont utilisées plus généralement pour permettre une description globale des caractéristiques de la structure spatiale des différents phénomènes hydrologiques dans la région. Elles ont été initialement développées pour l'estimation de crues (Darlymple, 1960 ; Cunnane, 1988 ; Gupta et Waymire, 1998, Ouarda et al., 2001). Leur champ d'application s'est ensuite étendu aux précipitations. Au Canada, Alila (1999, 2000) met l'accent sur l'importance de l'incorporation de l'information régionale dans l'analyse de la fréquence des précipitations à un site alors que, St-Hilaire et al. (2003) présentent et comparent les principales méthodes d'analyse fréquentielle régionale couramment utilisées pour quantifier les événements pluvieux extrêmes. En France, les travaux de Kieffer (1998) et Djerboua (2001) ont porté sur l'estimation régionale des précipitations extrêmes en Alpes françaises et franco-italiennes.

#### 4.4.1 But d'analyse fréquentielle

L'analyse fréquentielle a pour but de prévoir l'occurrence (période de retour) d'un événement pluvieux ou hydrologique dans le futur par le calcul des quantiles (valeurs estimées et attribuées à l'événement lié à une fréquence ou période de retour voulue), et ce, en se basant sur l'interprétation de l'historique des événements d'où l'importance accordée à la disponibilité et la fiabilité de l'information. Quatre étapes essentielles peuvent être distinguées pour faire l'analyse fréquentielle :

- Choix d'un échantillon de données satisfaisant certains critères statistiques (taille acceptable, sans lacunes si possible, ôté de valeurs aberrantes,...).
- Ajuster des lois de probabilité théorique reflétant l'échantillon.
- Faire des tests statistiques pour vérifier l'adéquation de la loi appropriée.
- Exploitation de la loi adéquate pour estimer des quantiles et prévoir l'avenir.

La distribution statistique possède deux principales caractéristiques à savoir une capacité descriptive et une capacité prédictive.

La capacité descriptive concerne la force du modèle à ajuster l'évolution dans le temps des données. La capacité prédictive concerne l'estimation des quantiles pour les fortes périodes de retour (correspondantes aux fréquences rares) avec robustesse et sans doute dans un intervalle de confiance défini.

#### 4.4.2 Formules courantes de calcul de la fréquence empirique

Chaque distribution requiert sa propre formule de probabilité empirique, mais il n'existe pas de formules analytiques exactes pour le calcul des fréquences empiriques. Les formules se basant sur la médiane sont indépendantes de la distribution parente des échantillons, et sont utilisées d'une manière standard (Oucherif, 2012).

Les valeurs sont classées par ordre croissant ou décroissant ce qui nous donne les fréquences au non dépassement et au dépassement respectivement car par ordre décroissant la valeur de rang  $r$  est toujours dépassée par la valeur de rang  $r-1$  ; même raisonnement pour les fréquences au non dépassement.

La formule générale donnant la fréquence empirique est la suivante :

$$F(r) = \frac{r - a}{N + 1 - 2a} \quad (4.1)$$

Les formules des fréquences empiriques les plus courantes sont :

- Formule de Californie : Elle constitue l'une des premières formules proposées et a pour formule :

$$F(r) = \frac{r}{N} \quad (4.2)$$

Avec :

$r$ : rang attribué aux fréquences des valeurs de l'échantillon de taille  $N$  classées par ordre croissant ou décroissant.

- Pour  $a=0.5$  dans la relation (4.1), on retrouve la formule de Hazen :

$$F(r) = \frac{r - 0.5}{N} \quad (4.3)$$

- Pour  $a=0$ , on retrouve la formule de Weibull

$$F(r) = \frac{r}{N + 1} \quad (4.4)$$

- Pour  $a=0.3$ , on retrouve la formule de Chegodayev :

$$F(r) = \frac{r - 0.3}{N + 0.4} \quad (4.5)$$

- Pour  $a=0.4$ , on retrouve la formule de Cunnane:

$$F(r) = \frac{r - 0.4}{N + 0.2} \quad (4.6)$$

- Pour  $a=0.44$ , on retrouve la formule de Gringorten:

$$F(r) = \frac{r - 0.44}{N + 0.12} \quad (4.7)$$

- A ces formules, on ajoute celle de Tukey:

$$F(r) = \frac{3r - 1}{3N + 1} \quad (4.8)$$

## 4.5 Lois de distributions statistiques

### 4.5.1 Loi de Gumbel (distribution des valeurs extrêmes) :

Gumbel postule que la loi double exponentielle, ou loi de Gumbel, est la forme limite de la distribution de la valeur maximale d'un échantillon de  $n$  valeurs. Le maximum annuel d'une variable étant considéré comme le maximum de 365 valeurs journalières, cette loi doit ainsi être capable de décrire les séries de maxima annuels.

La fonction de répartition a la forme suivante :

$$F(x) = e^{-e^{-\frac{x-\beta}{\alpha}}} \quad (4.9)$$

La variable réduite  $u$  de Gumbel est définie par :

$$u = \frac{x - \beta}{\alpha} \quad (4.10)$$

D'où

$$F(x) = e^{-e^{-u}} \quad (4.11)$$

Où  $\alpha$  et  $\beta$  sont les paramètres de la loi. Le paramètre  $\alpha$  est un paramètre caractéristique de la dispersion. On démontre que  $\beta$  est le mode (la valeur la plus probable).

L'estimation des paramètres peut être calculée par la méthode des moments :

$$\alpha = 0.78 \times S \quad (4.12)$$

$$\beta = \bar{x} - 0.45 \times S \quad (4.13)$$

$S$  est l'écart type de l'échantillon ;

$\bar{x}$  est la moyenne de l'échantillon.

La variable réduite  $u$  de Gumbel se calcule par :

$$u = -\text{Log}(-\text{Log}(F)) \quad (4.14)$$

$F$  étant la probabilité de non dépassement.

L'équation de fréquence la loi de Gumbel s'écrit :

$$x_T = \bar{x} + k_T \times S \quad (4.15)$$

Si la taille de l'échantillon est supérieure à 100, on peut démontrer en remplaçant  $\alpha$  et  $\beta$  par leur valeurs dans l'équation de fréquence que :

$$k_T = -0.45 - 0.78 \times \text{Log} \left[ -\text{Log} \left( 1 - \frac{1}{T} \right) \right] \quad (4.16)$$

Si la taille de l'échantillon est inférieure à 100, le facteur  $k_T$  est obtenu à partir de valeurs tabulées en fonction de la taille de l'échantillon. (Chow (1988), Jenkinson (1955) et Onibon et al... (2004)).

#### 4.5.2 Loi normale ou loi de Gauss

La loi normale se justifie, comme la loi d'une variable aléatoire formée de la somme d'un grand nombre de variables aléatoires. En hydrologie fréquentielle des valeurs extrêmes, les distributions ne sont cependant pas symétriques, ce qui constitue un obstacle à son utilisation. Cette loi s'applique toutefois généralement bien à l'étude des modules annuels des variables hydro-météorologiques en climat tempéré. La fonction de densité de probabilité est définie par :

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp \left( -\frac{(x-m)^2}{2\sigma^2} \right) \quad (4.17)$$

Les deux paramètres de cette distribution sont la moyenne  $m$  et l'écart type  $\sigma$ .

La fonction de densité  $f(x)$  se présente sous forme de courbe en cloche, symétrique par rapport à la moyenne  $m$ .

Si on opère le changement de variable suivant :

$$Z = \frac{x-m}{\sigma} \quad (4.18)$$

La distribution devient :

$$\varphi(Z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp \left( -\frac{Z^2}{2} \right) \quad (4.19)$$

$\varphi(Z)$  Est appelée « distribution normale réduite » et  $Z$  « variable réduite ». C'est une loi normale de moyenne 0 et d'écart type 1.

L'estimation de la moyenne de la distribution théorique ( $m$ ) est la moyenne de l'échantillon ( $\bar{x}$ ).

L'estimation de l'écart type de la distribution théorique ( $\sigma$ ) à partir d'un échantillon de taille  $n$  est :

$$s = \sqrt{\frac{\sum x_i^2 - \frac{(\sum [x_i])^2}{n}}{n-1}} \quad (4.20)$$

A partir de l'expression de la variable réduite on peut écrire :

$$x = m + Z \times \sigma \quad (4.21)$$

Le facteur de fréquence correspond donc à la variable réduite ( $k_T=Z_T$ ). L'équation de fréquence s'écrit :

$$x_T = \bar{x} + Z_T \times s \quad (4.22)$$

$x_T$  : la valeur de la variable pour une période de retour T. (Laborde J.P., 2000)

### 4.5.3 Loi log-Normale ou loi de Galton

Dans la distribution log-Normale, la variable brute  $x$  est transformée en «  $\ln x$  » et puis elle sera ajustée à une loi normale.

L'expression mathématique de la fonction de densité de probabilité de la loi log-normale, de moyenne  $e^{u+\sigma^2/2}$  et de variance  $e^{2u+\sigma^2(e^{\sigma^2}-1)}$  est donnée par la relation :

$$f(x) = \frac{1}{x\sqrt{2\pi\sigma}} e^{-\frac{(\ln x - u)^2}{2\sigma^2}} \quad (4.23)$$

### 4.5.4 Loi Gamma à trois paramètres

Dans la distribution Gamma à trois paramètres, la variable  $x$  doit être supérieure ou égale au seuil  $\theta (x \geq \theta)$ . L'expression mathématique de la fonction de densité de probabilité de la loi

Gamma à trois paramètres (de forme  $\alpha$ , d'échelle  $\lambda$  et de seuil  $\theta$ ), de moyenne  $\theta + \frac{\alpha}{\lambda}$  et de variance  $\frac{\alpha}{\lambda^2}$  est donnée par la relation :

$$f(x) = \frac{\lambda^\alpha x^{\alpha-1} e^{-\lambda(x-\theta)}}{\Gamma(\alpha)} \quad (4.24)$$

La fonction  $\Gamma(\alpha)$  est la fonction Gamma, décrite mathématiquement par l'expression (Abramowitz et Stegun (1965))

$$\Gamma(\alpha) = \int_0^{+\infty} u^{\alpha-1} e^{-u} du \quad (4.25)$$

#### 4.5.5 Loi des Valeurs Extrêmes Généralisées GEV

On l'appelle la distribution généralisée des valeurs extrêmes ; notées souvent GEV dans la littérature technique. Cette loi dépend de trois paramètres ; paramètre de localisation ; paramètre de forme et celui de l'échelle, ces derniers vont être exposés dans la formule de cette loi qui est défini ci-dessous.

La fonction de probabilité définissant cette loi est :

$$f(x) = \frac{1}{\alpha} \left[ 1 - \frac{k}{\alpha} (x - u) \right]^{\frac{1}{k} - 1} \exp \left\{ - \left[ 1 - \frac{k}{\alpha} (x - u) \right]^{\frac{1}{k}} \right\} \quad (4.26)$$

Avec :

$u$  : paramètre de localisation,  $\alpha$  : paramètre d'échelle,  $k$  : paramètre de forme.

#### 4.6 Tests d'adéquation d'une distribution théorique

Un test d'adéquation consiste à vérifier le degré de vraisemblance de l'hypothèse selon laquelle les données analysées (séries chronologiques) suivent la distribution testée. Pour ce faire, on définit deux types d'hypothèses appelées hypothèse nulle  $H_0$  et hypothèse alternative  $H_1$ . L'hypothèse nulle constitue en l'hypothèse selon laquelle la statistique de test choisie est vraie. L'hypothèse alternative, quant à elle, représente la négation de l'hypothèse nulle. Selon les propriétés mathématiques du test, celui-ci peut être paramétrique ou non paramétrique.

Les tests paramétriques consistent à tester une hypothèse portant sur les paramètres de la distribution étudiée (position, échelle, forme,...). Il est donc utilisé pour démontrer l'existence d'un effet comme la corrélation entre deux paramètres ou la différence entre caractéristiques statistiques.

Quant aux tests non paramétriques, contrairement aux tests paramétriques, ils servent à tester l'hypothèse selon laquelle la distribution théorique choisie s'ajuste à la distribution empirique étudiée. Ils ne font donc pas d'hypothèses particulières sur les paramètres de cette dernière. Plusieurs tests de ce type peuvent être distingués dont nous citerons : le test du khi-deux ( $\chi^2$ ), le test de Kolmogorov Smirnov (KS), et le test d'Anderson-Darling (AD).

##### 4.6.1 Test d'adéquation de $\chi^2$

L'interprétation du test de  $\chi^2$  est la suivante : soit un échantillon de  $n$  valeurs classées par ordre croissant et pour lequel une loi de répartition  $F(x)$  a été déterminée, on divise cet échantillon en un certain nombre  $K$  de classes contenant chacune  $n_i$  valeurs expérimentales. Le nombre  $v_i$  est le

nombre théorique de valeurs affectées à la classe  $i$  par la loi de répartition. Ce nombre  $v_i$  est donné par :

$$v_i = n \int_{x_{i+1}}^{x_i} f(x) dx = n[F(x_i) - F(x_{i+1})] \quad (4.27)$$

Où  $f(x)$  étant la fonction densité de probabilité correspondant à la loi théorique.

L'expression de  $\chi^2$  est la suivante :

$$\chi^2 = \sum \frac{(n_i - v_i)^2}{v_i} \quad (4.28)$$

La probabilité de dépassement correspondant au nombre de degré de liberté  $\lambda$  est déterminée ainsi :  $\lambda = K - 1 - p$

Où  $p$  est le nombre de paramètres de la loi  $F(x)$ .

Si cette probabilité est supérieure à 0.05, l'ajustement est satisfaisant. Dans le cas contraire, il y a rejet de la loi.

#### 4.6.2 Test d'adéquation de Kolmogorov-Smirnov

Le test de Kolmogorov-Smirnov est un test d'ajustement à une loi continue. Il consiste à mesurer la plus grande distance entre la distribution théorique  $F_0(x)$  et la distribution expérimentale  $F(x)$ . Nous avons donc  $H_0 : F(x) = F_0(x) \forall x$  et  $H_1 : F(x) \neq F_0(x)$  pour au moins une valeur de  $x$ . La distribution empirique, ou observée, se calcule dans la théorie de Kolmogorov-Smirnov, par la relation classique :

$$F(x_i) = \frac{i}{n} \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (4.29)$$

On mesure l'adéquation de la fonction de répartition empirique à la fonction  $F_0$  par la distance Kolmogorov-Smirnov, qui est la distance de la norme uniforme entre les fonctions de répartition. Pour la calculer il suffit d'évaluer la différence entre  $(F)$  et  $(F_0)$  aux points  $x_i$ . La statistique  $(D)$  est définie comme suit :

$$D^+ = \text{Max} \left\{ F_0(x_i) - \frac{i}{n} \right\} \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (4.30)$$

$$D^- = \text{Max} \left\{ F_o(x_i) - \frac{i-1}{n} \right\} \forall i = 1, 2, \dots, n \quad (4.31)$$

$$D = \text{Max} \{ D^+, D^- \}$$

### 4.6.3 Test d'adéquation d'Anderson-Darling

Le test d'Anderson-Darling est un test d'adéquation qui représente une modification du test de Kolmogorov-Smirnov. Il calcule une statistique qui donne une mesure pondérée de l'aire entre la fonction de répartition empirique et la fonction de répartition de la loi ajustée. La statistique est calculée par la relation (3.24) et sera comparé à une probabilité selon un taux de signification fixé.

$$AD = -N - \frac{\sum_{i=1}^n (2i-1) \ln(Z_{(i)}) + (2N+1-2i) \ln(1-Z_{(i)})}{N} \quad (4.32)$$

$Z_{(i)}$  est la fonction de distribution cumulative de la distribution considérée.

Le test d'Anderson-Darling utilise la distribution spécifiée dans le calcul des valeurs critiques. Ce qui lui donne un avantage car il prend en considération les valeurs extrêmes. Mais l'inconvénient est qu'il faudra calculer les valeurs critiques pour chaque distribution. Il existe actuellement des tables où figurent les valeurs critiques pour certaines lois.

# **CHAPITRE 5**

## **Etablissement des courbes Intensité-Durée-Fréquence des pluies extrêmes au Nord Est Algérien**

## **5.1 Introduction**

Dans ce chapitre, nous proposons l'étude statistique des précipitations et élaborons la méthode d'établissement des courbes IDF pour une station de mesure (pluie ponctuelle) en se basant sur l'analyse statistique des précipitations de courte durée. Les méthodes proposées seront appliquées au réseau de stations météorologiques de la région de Nord Est Algérien.

## **5.2 Présentation de la zone d'étude et collecte des données**

### **5.2.1 La Zone D'étude :**

#### **1 Localisation géographique et topographique:**

Le Nord Est de l'Algérie est situé entre les latitudes 35°et 37° Nord et longitudes 5°15 et 5°55' Est. Dans ses contours la zone est bordée au Nord par la mer méditerranéenne au Sud par les hauts plateaux, à l'ouest par les wilayas du centre et de l'Ouest et en son extrémité orientale se trouve la Tunisie.

Le nord Est fait partie du Tell, ce dernier est un ensemble constitué par une succession de massifs montagneux, côtiers et sublittoraux, et de plaines. Les plaines sont discontinues et de largeur variable (80 km à 190 km). Cette région abrite la grande majorité des terres agricoles du pays. L'Atlas tellien est une chaîne de montagnes qui limitent ses plaines.

En dépit de sa largeur le littoral méditerranéen, s'étend sur environ 1 600 km : la bande du Tell<sup>21</sup>. Elle est formée de petites chaînes de montagnes : massif des Traras, Dahra, Djurdjura, Titteri, Babors, Bibans, monts de Constantine, monts de la Medjerda. Le point culminant est le mont Lalla Khadîdja, au sud du Djurdjura, qui atteint 2 308 mètres d'altitude et est recouvert de neige en hiver.

Cette zone fait partie de la région hydrographique Constantinois –Seybouse –Mellegue. La zone présente un relief topographique à la fois orographique et composé des vallées par endroit et des plaines, constituant ainsi un relief dissymétrique avec une zone de moyennes montagnes, relativement accentué sur la rive.

À l'est, les fonds de vallées forment des plaines comme la Soummam et la plaine alluviale d'Annaba.

Du fait de ce relief, la côte est surtout constituée de falaises rocheuses, interrompues dans les baies de Skikda et d'Annaba.

Les montagnes sont séparées par des vallées, riches par leur flore et leur faune, arrosées par des cours d'eau dont les principaux sont le Cheliff et la Soummam et par des cuvettes. Les plaines et vallées du Tell abritent la plus grande partie des terres fertiles du pays.



**Fig 5.1 : Carte de localisation géographique du Nord Est Algérien**

## **2 Géologie :**

Les formations lithologiques sont celle du quaternaires, qui sont constituées d'argile, de sable. Les affleurements du Crétacé supérieur ou du Sénonien, entourent une partie de la région, qui est constituée par des marnes- grises, des marno-calcaires et des marnes noirâtres.

On y rencontre au centre des formations du quaternaires qui sont constituées de gravier, de sable et de limon. IL existe également des plaines formées par des calcaires du Crétacé inférieur. Il s'agit d'un synclinal comblé par les sédiments du Mio-Plio-Quaternaire à dominance argileuse, sableuse et graveleuse.

Les formations numidiennes se développent largement au sud de Gulema en occupant la partie montagneuse jusqu'à Sédrata où les calcaires yprésiens dominent. Subsistent également par endroit des alternances d'assises gréseuses et de séries argileuses ou argilo gréseuse.

Un peu plus loin ce sont les marno-calcaires et les flyschs d'Aïn Berda qui dominent.

Des roches cristallines (gneiss, schistes, micaschistes) font leur apparition dans la partie extrême.

## **3 Climat :**

La zone comprend le littoral et une partie du versant Nord des chaînes côtières (climat méditerranéen maritime). Cette zone bénéficie d'un climat doux et régulier, dû à l'influence modératrice de la mer.

## Chapitre5 Etablissement des courbes Intensité-Durée-Fréquence des pluies extrêmes au Nord Est Algérien

Les températures moyennes y sont sensiblement les mêmes de l'Ouest à l'Est, et en un point donné la température varie relativement peu entre le jour et la nuit comme entre l'hiver et l'été.

Les précipitations sont abondantes dans cette zone nord orientale, elles fluctuent entre 600mm et 800mm par an. La plupart des précipitations se produisent entre octobre et avril. Les températures sont plutôt uniformes : la moyenne journalière (max et min) tournent autour de 11°C -12°C en janvier, le mois le plus froid de l'année. Alors que la moyenne (max et min) journalière varie entre 25°C-26°C en juillet –aout les mois les plus chauds de l'année.

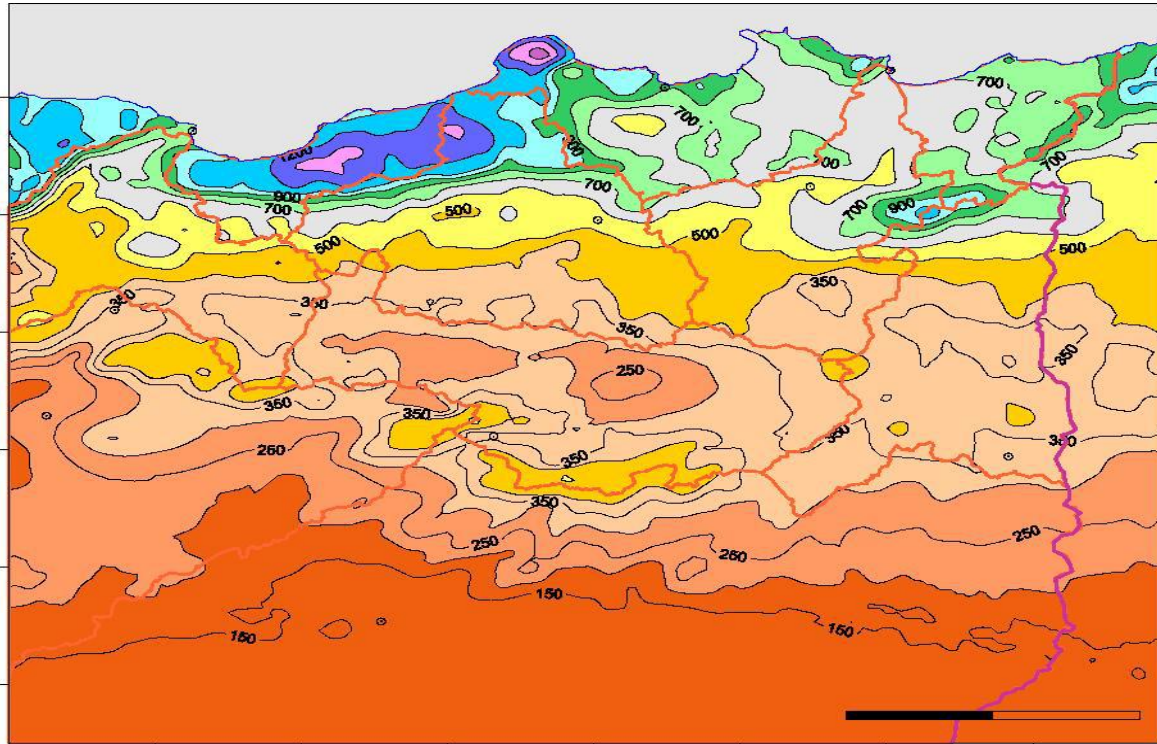


Fig.5.2 : Carte des précipitations annuelles moyennes du Nord- Est Algérien (1965-95)  
(D'après ANRH-GTZ ,2003) In Azzedine MEBARKI et Jean-Pierre LABORDE

### 4 Les zones bioclimatiques :

Le domaine bioclimatique de notre région d'étude est défini par le calcul, les précipitations et les températures afin de caractériser le rythme climatique au nord-est, ce quotient définit 3 grands types de bioclimat méditerranéens :

- **Domaine humide :**

Ce domaine est caractérisé par une pluviométrie supérieure à 900 mm et une forte humidité de l'air, il est caractéristique de la région littorale et il est particulièrement développé dans toute la région du Sud-est de Skikda et le Nord-est d'Annaba; une poche est localisée à l'intérieur au niveau de la région de Souk Ahras épousant les monts de la Medjerda.

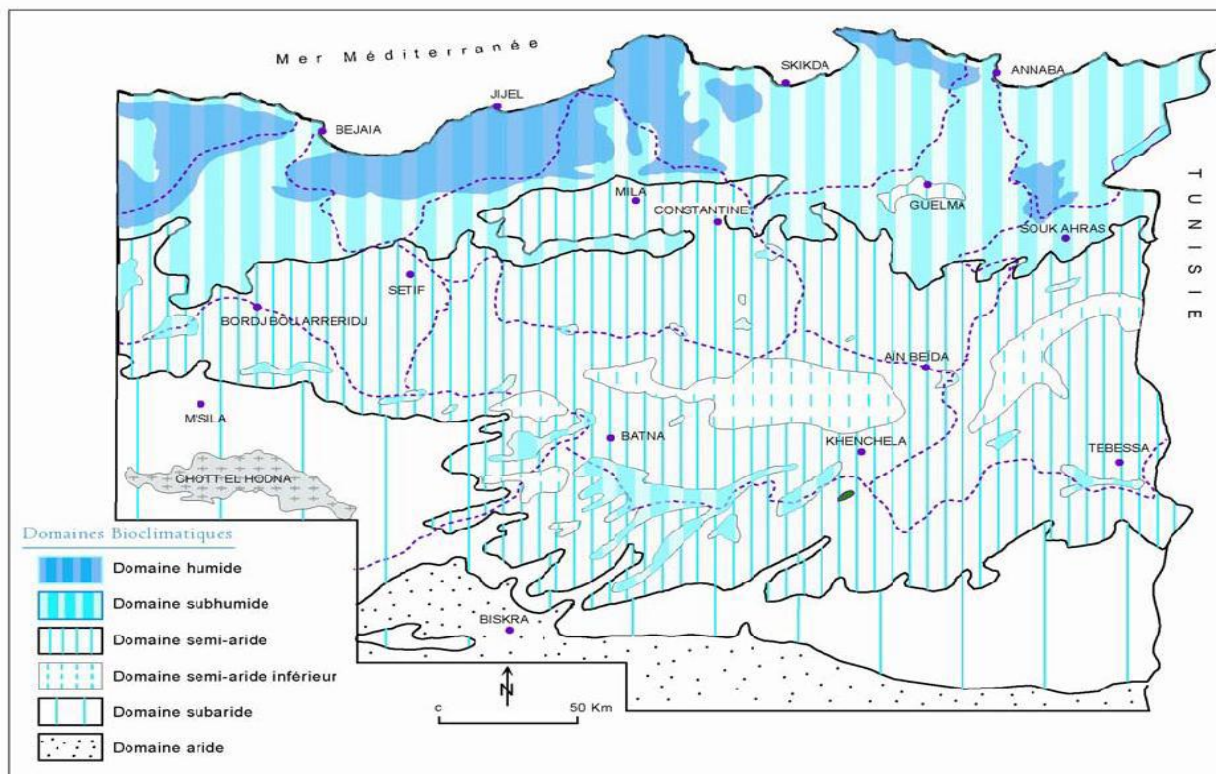
- **Domaine subhumide :**

## Chapitre 5 Etablissement des courbes Intensité-Durée-Fréquence des pluies extrêmes au Nord Est Algérien

Il est caractérisé par une pluviométrie supérieure à 600 mm, il est aussi caractéristique de la région littorale où il partage sa dominance avec le domaine humide bien qu'il soit plus développé que ce dernier.

- **Domaine semi-aride**

Il est caractérisé par une pluviométrie qui fluctue entre 300 mm et 600 mm, il est localisé au niveau des bassins intérieurs et représentés par une poche au niveau de la région de Guelma, il est nettement développé dans les hautes plaines qui le prolongent vers le Sud.



**Fig. 5.3 : Carte simplifiée des zones bioclimatiques du Nord- Est algérien**

(Établie d'après Cote M., 1998a)

### 5.2.2 Présentation Des Données :

Pour caractériser le régime pluviométrique de cette région, 3 stations météorologiques ont été retenues (Tab.5.1). Il s'agit de station Pont Bouchet (région d'Annaba), station Ain Assel (région d'El Tarf) et station Guelma (région de Guelma) (Fig.5.4). La zone d'étude est bordée au nord par la mer Méditerranée, au sud par la willaya de Souk Ahras, à l'est par willaya de Skikda et de Constantine et à l'ouest par la Tunisie. Elle couvre une superficie de 8879 km<sup>2</sup>. La zone d'étude est caractérisée par un climat méditerranéen avec.

## Chapitre5 Etablissement des courbes Intensité-Durée-Fréquence des pluies extrêmes au Nord Est Algérien

Tableau.5.1 Stations météorologiques

| Stations     | Code   | X        | Y         | Période d'observation |
|--------------|--------|----------|-----------|-----------------------|
| Pont Bouchet | 140631 | 7°73'8'' | 36°69'8'' | 1978-2005             |
| Ain El Assel | 031601 | 8°36'7'' | 36°76'8'' | 1970-2001             |
| Guelma       | 140412 | 7°43'3'' | 36°46'0'' | 1980-2006             |

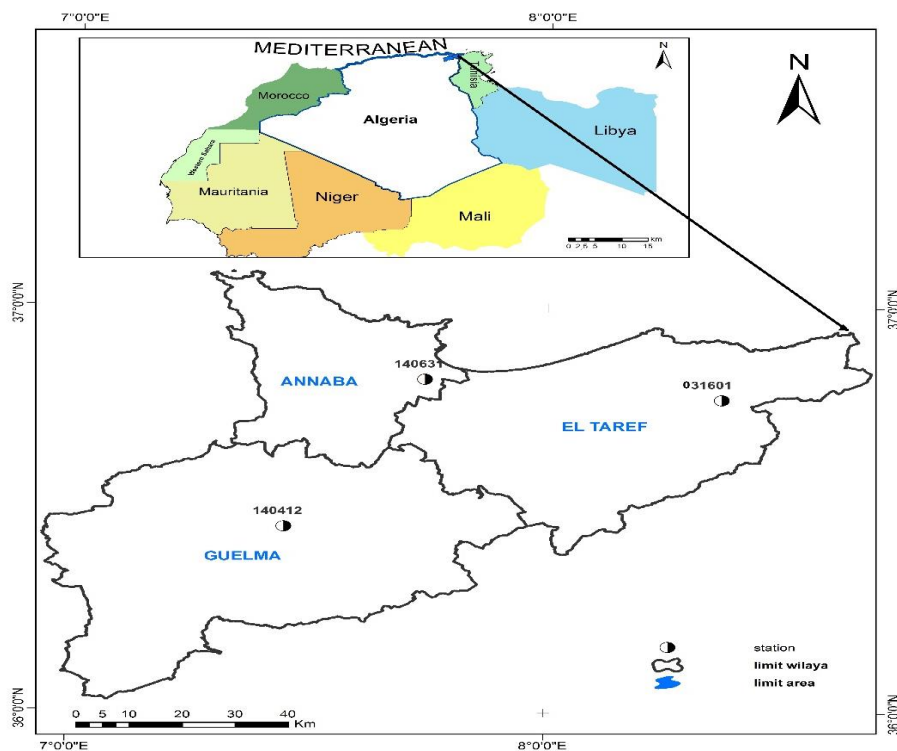


Fig.5.4. Localisation géographique des stations météorologiques considérées

### 5.2.3 Source et traitement des données

Les données pluviométriques utilisées dans cette étude proviennent des banques de données de l'Agence Nationale des Ressources Hydriques (ANRH) et de l'Office National de Météorologie (ONM) de Constantine. Les échantillons à analyser dans chacune des stations ont été constitués des valeurs maximales annuelles des hauteurs des précipitations correspondantes aux différents pas de temps  $d$  ( $d=6, 15, 30, 60, 120, 180, 360, 720$  et  $1440$  min.) pour les périodes d'observation respectives indiquées dans le tableau 5.1.

Les caractéristiques statistiques de base des séries de données pluviométriques des 3 stations considérées sont présentées dans les tableaux (5.2, 5.3 et 5.4).

**Chapitre5** Etablissement des courbes Intensité-Durée-Fréquence des pluies extrêmes au Nord Est Algérien

**Tableau 5.2** Caractéristiques statistiques des séries de données pluviométriques de la station Pont Bouchet

| Durées (min)                   | 6     | 15    | 30     | 60     | 120    | 180    | 360    | 720    | 1440  |
|--------------------------------|-------|-------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|-------|
| Minimum (mm)                   | 0.48  | 0.72  | 0.9    | 1.2    | 1.2    | 1.2    | 1.7    | 1.7    | 1.7   |
| Maximum (mm)                   | 9.6   | 17.9  | 23.9   | 32     | 41.7   | 47.68  | 82.16  | 104.1  | 128.2 |
| Moyenne (mm)                   | 4.36  | 8.32  | 12.3   | 15.8   | 18.9   | 21.71  | 28.09  | 36.03  | 46.2  |
| Ecart type : $\sigma$ (mm)     | 2.51  | 4.47  | 6.33   | 8.18   | 8.84   | 10.42  | 17.31  | 22.85  | 30.02 |
| Médiane (mm)                   | 4.1   | 8.16  | 12.4   | 16.2   | 19.1   | 23.22  | 25.36  | 31.85  | 36.91 |
| Coefficient de variation Cv    | 0.576 | 0.537 | 0.514  | 0.516  | 0.467  | 0.4798 | 0.6162 | 0.6343 | 0.649 |
| Coefficient d'asymétrie Cs     | 0.53  | 0.135 | -0.161 | -0.057 | 0.0192 | 0.2684 | 1.483  | 1.226  | 1.126 |
| Coefficient d'aplatissement Ck | 2.4   | 2.39  | 2.07   | 2.14   | 3.21   | 3.084  | 4.962  | 4.17   | 3.621 |

**Tableau 5.3** Caractéristiques statistiques des séries de données pluviométriques de la station Ain Assel

| Durées (min)                   | 6    | 15   | 30   | 60   | 120   | 180   | 360   | 720   | 1440  |
|--------------------------------|------|------|------|------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Minimum (mm)                   | 0.7  | 1.9  | 3.7  | 7.2  | 13.6  | 15.5  | 21.5  | 25.8  | 31.3  |
| Maximum (mm)                   | 27.0 | 36.5 | 59.6 | 94.2 | 110.0 | 127.0 | 141.0 | 148.0 | 164.0 |
| Moyenne (mm)                   | 7.0  | 11.7 | 16.6 | 23.0 | 28.6  | 33.3  | 42.3  | 51.6  | 63.6  |
| Ecart type : $\sigma$ (mm)     | 5.6  | 8.0  | 11.4 | 16.0 | 17.2  | 19.3  | 21.1  | 23.5  | 27.0  |
| Médiane (mm)                   | 5.9  | 10.0 | 14.1 | 18.3 | 23.6  | 27.5  | 37.0  | 47.7  | 58.1  |
| Coefficient de variation Cv    | 0.8  | 0.7  | 0.7  | 0.7  | 0.6   | 0.6   | 0.5   | 0.5   | 0.4   |
| Coefficient d'asymétrie Cs     | 2.0  | 1.6  | 2.1  | 3.1  | 3.6   | 3.9   | 3.5   | 2.4   | 1.8   |
| Coefficient d'aplatissement Ck | 6.7  | 4.9  | 7.4  | 12.4 | 15.7  | 17.7  | 15.1  | 9.2   | 6.5   |

**Tableau 5.4** Caractéristiques statistiques des séries de données pluviométriques de la station Guelma

| Durées (min)                   | 6    | 15   | 30   | 60   | 120  | 180  | 360  | 720  | 1440  |
|--------------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|-------|
| Minimum (mm)                   | 0.9  | 2.4  | 4.6  | 7.2  | 9.2  | 10.5 | 12.4 | 12.4 | 12.4  |
| Maximum (mm)                   | 22.3 | 23.5 | 23.5 | 25.8 | 36.8 | 55.2 | 81.6 | 83.1 | 102.6 |
| Moyenne (mm)                   | 6.2  | 9.0  | 11.8 | 14.4 | 18.4 | 21.7 | 28.9 | 36.6 | 45.4  |
| Ecart type : $\sigma$ (mm)     | 5.0  | 5.8  | 5.9  | 5.4  | 6.6  | 9.2  | 15.0 | 18.0 | 20.6  |
| Médiane (mm)                   | 4.7  | 6.2  | 9.3  | 13.1 | 15.9 | 20.4 | 24.5 | 31.6 | 37.5  |
| Coefficient de variation Cv    | 0.8  | 0.6  | 0.5  | 0.4  | 0.4  | 0.4  | 0.5  | 0.5  | 0.5   |
| Coefficient d'asymétrie Cs     | 1.8  | 1.2  | 0.8  | 0.6  | 1.1  | 2.0  | 2.0  | 1.4  | 1.2   |
| Coefficient d'aplatissement Ck | 5.3  | 3.0  | 2.0  | 2.0  | 3.5  | 7.0  | 6.5  | 3.7  | 3.6   |

#### 5.2.4 Analyse d'homogénéité des séries de données pluviométriques

La constitution d'une série des données pluviométriques est un processus long, parsemé d'embûches, et au cours duquel de nombreuses erreurs, sont susceptibles d'être commises. Il est donc légitime, avant d'utiliser des séries de données, de se préoccuper de leur qualité et de leur représentativité. Ainsi, pour respecter cette représentativité et cette qualité, on utilise certains tests parmi les quels le test de Wald-Wolfowitz (Haché et al., 1999), de Kendall (Manohar et al., 2005) et de Wilcoxon (Baudez et al., 1999).

**a. Test de Wald-Wolfowitz**

Le test d'indépendance de Wald-Wolfowitz est appliqué pour vérifier dans les observations, l'existence d'une dépendance séquentielle qui conduirait, lorsque celle-ci est avérée, à définir le type et le niveau de celle-ci avant de continuer l'étude du processus des fréquences.

**b. Test de Kendall**

Le test de stationnarité de Kendall est un test de corrélation sur le rang qui sert à détecter les tendances dans les séries (Yue & Pilon, 2004).

**c. Wilcoxon**

Ce test permet de tester si deux séries indépendantes proviennent de la même distribution.

Il permet d'effectuer des comparaisons entre deux sous échantillons et de vérifier si les moyennes des deux sous-échantillons sont significativement différentes. Dans un langage mathématique la formulation du problème concernant ce test se pose comme suit :

Considérons, en cas de déplacement d'une station, une population formée de deux séries de données qu'on note respectivement :

$$X = (X_1, X_2, \dots, X_n) \text{ et,}$$

$$Y = (X_{n+1}, X_{n+2}, \dots, X_m)$$

Ayant les moyennes respectives  $\mu_1$  et  $\mu_2$ .

Le test de Wilcoxon est un test qui permet de comparer les hypothèses suivantes

$$H_0: \mu_1 = \mu_2 \text{ ou } H_1: \mu_1 \neq \mu_2$$

L'hypothèse nulle ne stipule que les deux échantillons sont comparables à deux échantillons qui auraient été tirés de la même population, c'est à dire que la différence de moyenne entre les deux échantillons est due au hasard d'échantillonnage. Il n'a pas d'exigences sur la distribution des valeurs. C'est un test non paramétrique utilisant les rangs des valeurs.

Il repose sur l'idée que si l'on mélange les deux séries de valeurs et que l'on ordonne le tout par valeurs croissantes, l'on obtient un mélange homogène. Si l'échantillon X est issu de la même population que l'échantillon Y, alors l'échantillon XUY (Union de X et Y) en est également. On procède comme suit :

Soit une série d'observation de taille N. A partir de cette série on tire deux échantillons X et Y :  $N_1$  et  $N_2$  sont respectivement les tailles de ces échantillons, avec  $N_1 + N_2 = N$  et  $N_1 \leq N_2$ .

On classe ensuite les valeurs de nos séries par ordre croissant. Par la suite, on s'intéresse au rang de chaque élément des deux échantillons. On calcul la somme WX des rangs des éléments du premier échantillon :  $WX = \sum \text{Rang } X$ .

## Chapitre5 Etablissement des courbes Intensité-Durée-Fréquence des pluies extrêmes au Nord Est Algérien

Wilcoxon a montré que, dans le cas où les deux échantillons, à savoir X et Y, constituent une série homogène, alors la quantité WX serait comprise entre Wmax et Wmin. Ces dernières valeurs sont données par les formules suivantes :

$$W_{min} = \left[ \left( \frac{(N_1 + N_2 + 1) \times N_1 - 1}{2} \right) - U(p\%) \times \left( \frac{N_1 \times N_2 \times (N_1 + N_2 + 1)}{12} \right)^{0.5} \right] \quad (5.1)$$

$$W_{max} = ((N_1 + N_2 + 1) \times N_1 - W_{min}) \quad (5.2)$$

$U(p\%) = Z_{1-\alpha/2}$  est la valeur de la variable centrée réduite de la loi normale correspondant à  $(1-\alpha/2)$  (au seuil de confiance de 95%).

Pour tester l'homogénéité des séries de données pluviométriques de différentes durées le test de Wilcoxon a été appliqué. Les résultats de ce test sont présentés dans les tableaux suivants :

**Tableau 5.5. Résultats de test de Wilcoxon (Station Pont Bouchet)**

| Durée (min) | 6      | 15  | 30  | 60  | 120 | 180 | 360 | 720 | 1440 |
|-------------|--------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|------|
| $W_{min}$   | 131.28 |     |     |     |     |     |     |     |      |
| $W_{max}$   | 216.72 |     |     |     |     |     |     |     |      |
| $W_x$       | 206.5  | 203 | 214 | 225 | 220 | 209 | 202 | 192 | 195  |

Pour l'ensemble des maxima annuels de la station Pont Bouchet, les hypothèses d'homogénéité sont acceptées à un niveau de signification de 5% à l'exception de la série de durée 60 et 120 minutes.

**Tableau 5.6 Résultats de test de Wilcoxon (Station Ain Assel)**

| Durée (min) | 6     | 15  | 30  | 60  | 120 | 180 | 360 | 720 | 1440 |
|-------------|-------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|------|
| $W_{min}$   | 178.9 |     |     |     |     |     |     |     |      |
| $W_{max}$   | 283.1 |     |     |     |     |     |     |     |      |
| $W_x$       | 272.5 | 266 | 270 | 276 | 261 | 248 | 243 | 269 | 283  |

Les neuf séries de données pour la station Ain Assel sont homogènes.

**Tableau 5.7 Résultats de test de Wilcoxon (Station Guelma)**

|             |        |     |       |     |     |     |     |     |      |
|-------------|--------|-----|-------|-----|-----|-----|-----|-----|------|
| Durée (min) | 6      | 15  | 30    | 60  | 120 | 180 | 360 | 720 | 1440 |
| $W_{\min}$  | 127.33 |     |       |     |     |     |     |     |      |
| $W_{\max}$  | 208.67 |     |       |     |     |     |     |     |      |
| $W_x$       | 183.5  | 184 | 162.5 | 151 | 142 | 138 | 162 | 176 | 185  |

Pour la station Guelma, les séries de données de différentes durées sont homogènes.

### 5.3 Notion d'intensités et de courbes Intensité-Durée-Fréquence (IDF)

On désigne par « averse » un ensemble de pluies associé à une perturbation météorologique bien définie. La durée d'une averse peut varier de quelques minutes à une centaine d'heures et intéresser une superficie allant de quelques kilomètres carrés (orages) à quelques milliers (pluies cycloniques).

On définit finalement une averse comme un épisode pluvieux continu, pouvant avoir plusieurs pointes d'intensité. L'intensité moyenne d'une averse s'exprime par le rapport entre la hauteur de pluie observée et la durée de l'averse :

$$i_m = \frac{h}{t} \quad (5.3)$$

Où  $i_m$  - intensité moyenne de la pluie en [mm/h, mm/min] ou ramenée à la surface [l/s/ha] ;

$h$  : hauteur de la pluie de l'averse en [mm] ;  $t$  : durée de l'averse en [h ou min].

L'intensité des précipitations varie à chaque instant au cours d'une même averse suivant les caractéristiques météorologiques de celle-ci. Plutôt que de considérer l'averse entière et son intensité moyenne, on peut s'intéresser aux intensités observées sur des intervalles de temps au cours desquels on aura enregistré la plus grande hauteur de pluie. On parle alors d'intensité moyenne maximale.

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

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

Ces lois permettant d'établir les relations entre les intensités, la durée et la fréquence d'apparition des pluies peuvent être représentées selon des courbes caractéristiques : on parle

## Chapitre 5 Etablissement des courbes Intensité-Durée-Fréquence des pluies extrêmes au Nord Est Algérien

généralement de courbes Intensité-Durée-Fréquence (*IDF*), dont l'allure est représentée sur la figure 5.5. La notion de fréquence est exprimée par la notion de temps (période) de retour.

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

En particulier, si la méthode d'évaluation des débits pour le dimensionnement des ouvrages hydrauliques, comme par exemple, le réseau d'assainissement pluvial, est la méthode rationnelle, les courbes IDF représentent l'entrée fondamentale du modèle pluie-débit.

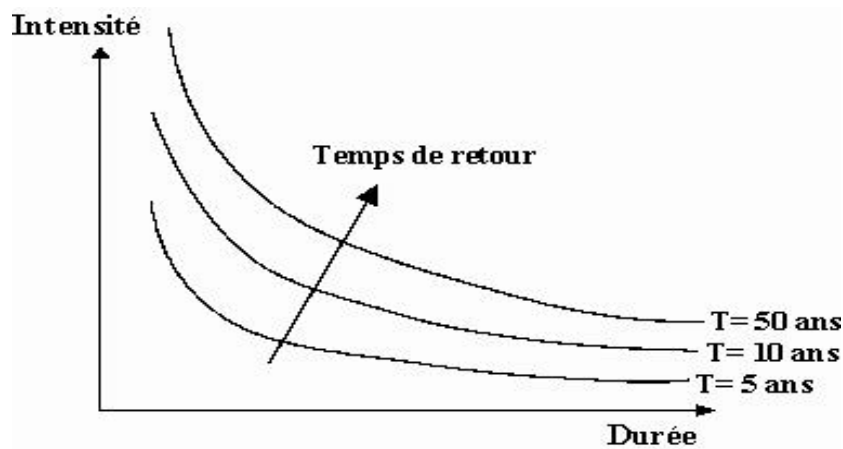


Fig. 5.5 Représentation schématique des courbes IDF

### 5.4 Approche statistique à l'établissement des courbes IDF

L'analyse de l'intensité moyenne maximale de la pluie pour une station (pluie ponctuelle) a fait l'objet de nombreux travaux dans le domaine des courtes averses, qui conditionnent le dimensionnement des réseaux et d'autres ouvrages d'assainissement urbain, des ouvrages de protection contre les inondations, des ouvrages de passages hydrauliques (routes, autoroutes,...), etc. L'ingénieur chargé du projet devra estimer l'intensité moyenne maximale afférente à un intervalle  $t$  égal au temps de concentration aux différents points du bassin et qui sera atteinte ou dépassée une fois en 10, 20, ou 50 ans selon la « période de défaillance » adaptée de l'ouvrage. A cet effet, on est amené à étudier l'intensité moyenne maximale sur des intervalles de temps compris entre 5 minutes et quelques heures, au cours d'averses de durées totales très différentes, pour une longue période d'observation., autrement dit, on est amené à élaborer les courbes IDF.

La méthodologie d'établissement des courbes IDF proposée est constituée de trois étapes. La première consiste à choisir la distribution de probabilité la mieux appropriée à chaque série de hauteurs maximales annuelles des précipitations de courtes durées allant de 6 à 1440 min. Dans la

## Chapitre5 Etablissement des courbes Intensité-Durée-Fréquence des pluies extrêmes au Nord Est Algérien

deuxième, on calcule les quantiles correspondant à plusieurs périodes de retour spécifiées ( $T = 2 ; 5 ; 10 ; 20 ; 50$  et  $100$  ans), en utilisant la distribution sélectionnée précédemment. Enfin, on modélise les courbes IDF en ajustant les équations empiriques considérées aux quantiles estimés. Pour ajuster les séries des précipitations les deux distributions de probabilité ont été appliquées. Ce sont la distribution GEV et Gumbel.

Nous rappelons ici les fonctions de distribution cumulative de ces lois :

$$F(x) = \exp \left\{ - \left[ 1 - k \frac{(x - \zeta)^{\frac{1}{k}}}{\alpha} \right] \right\} \quad \text{pour } k \neq 0 \quad (5.4)$$

$$F(x) = \exp \left\{ - \exp \left[ - \frac{(x - \zeta)}{\alpha} \right] \right\} \quad \text{pour } k = 0 \quad (5.5)$$

Où  $\alpha, \zeta$  et  $k$  représentent respectivement, les paramètres d'échelle, de position et de forme.

Le grand intérêt de ces lois est que leurs fonctions de distribution sont facilement inversibles. Ce qui permet d'obtenir aisément les fonctions d'estimation des quantiles qui se présentent sous la forme :

$$x(F) = \zeta + \frac{\alpha}{k} \{ 1 - [-\ln(1 - T^{-1})]^k \} \quad \text{pour } k \neq 0 \quad (5.6)$$

$$x(F) = \zeta - \alpha \ln[-\ln(1 - T^{-1})] \quad \text{pour } k = 0 \quad (5.7)$$

où  $T$  est la période de retour ( $T = 1/(1-F)$ ) et  $F$  est la fréquence au non dépassement.

Les paramètres des distributions Gumbel et GEV sont déterminés par la méthode des moments, tandis que, l'estimateur de Grigorten  $\left( F_i = \frac{(i - 0.44)}{(n + 0.12)} \right)$ , qui est moins biaisé sur les valeurs extrêmes (Guo, 1990), est utilisé pour déterminer les fréquences empiriques.

### 5.5 Tests d'adéquation des lois statistiques

Le problème qui se pose est de choisir entre les distributions Gumbel et GEV celle qui s'ajuste le mieux aux séries de données pluviométriques. La solution à ce problème peut être trouvée à l'aide des tests statistiques bien connus. Le test de chi carré ( $\chi^2$ ) de Pearson et le test de Kolmogorov-Smirnov sont deux tests non paramétriques bien connus et dont l'objectif est de tester si un échantillon donné vient d'une distribution fixée à l'avance.

## 5.6 Modèles empiriques des courbes Intensité- Durée- Fréquence

La modélisation des courbes IDF consiste en l'ajustement d'une équation empirique aux quantiles estimés pour une période de retour spécifiée. Plusieurs modèles empiriques ont été proposés, Garcia-Bartual et Schneider (2001) donnent des références bibliographiques et présentent neuf modèles empiriques à deux et trois paramètres. Koutsoyiannis et al. (1998) généralisent les modèles proposés :

$$i_d(T) = a(T)/b(d) \quad (5.8)$$

où  $i_d(T)$  désigne le quantile de période de retour  $T$  années, de l'intensité maximale annuelle mesurée sur un pas de temps  $d$ ;

$$b(d) = ([d + \theta])^n \text{ avec } \theta > 0 \text{ et } n \in (0,1) ;$$

et  $a(T) = F^{-1}(1 - 1/T)$

avec  $F$  une distribution de probabilité cumulée.

Mohyont et al. (2004) ont proposé trois techniques à base physique d'établissement des courbes

IDF, en séparant  $a(T)$  et  $b(d)$ , avec  $b(d) = \theta \left[1 + \frac{d}{\theta}\right]^n$ . Veneziano et Furcolo (2002), Borga B., (2005) ont proposé des approches empruntées aux processus multi fractals.

Dans cette étude, nous utilisons les trois modèles empiriques à deux et trois paramètres suivants Mohyont, B., Demaree, G.R., 2006, Koutsoyiannis et al. (1998), Garcia-Bartual et Schneider (2001):

$$i(T) = \frac{a(T)}{d^{n(T)}} \quad (5.9)$$

$$i(T) = \frac{a(T)}{(d + \theta(T))^{n(T)}} \quad (5.10)$$

$$i(T) = \frac{a(T)}{d^{n(T)} + \theta(T)} \quad (5.11)$$

Où  $i(T)$  désigne l'intensité moyenne des précipitations (mm/h) pour une période de retour  $T$  (années) ;  $d$  est la durée des précipitations (min) ;  $a, \theta$  et  $\eta$  sont respectivement, les paramètres d'ajustement ou les paramètres climatiques locaux. Le paramètre  $\theta$  est exprimé en min.

Les formules (5.9), (5.10) et (5.11) sont connues, respectivement, sous les noms de Montana, Talbot et Keifer-Chu.

## Chapitre5 Etablissement des courbes Intensité-Durée-Fréquence des pluies extrêmes au Nord Est Algérien

---

Les paramètres des équations empiriques sont déterminés au moyen des régressions non linéaires appliquées sur les quantiles estimés pour les périodes de retour spécifiées.

Pour valider la fiabilité de l'ajustement de ces modèles empiriques aux maxima annuels, nous avons calculé pour chaque période de retour, la racine carrée de l'erreur quadratique moyenne (*REQM*) relative aux quantiles estimés :

$$REQM(\%) = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{k=1}^N \left[ \frac{i_k^Q - i_k^T}{i_k^Q} \right]^2} \quad (5.12)$$

Où  $i_k^Q$  est le quantile estimé de l'intensité de pluie ;  $i_k^T$  est l'intensité théorique de pluie obtenue par l'équation empirique et  $N$  est le nombre de durées.

## 5.7 Etablissement des courbes IDF des précipitations pour la région Nord-Est de l'Algérie

### 5.7.1 Etablissement des courbes IDF de précipitations pour la station Pont Bouchet

#### 1. Ajustement des séries et choix des lois statistiques

Après l'ajustement des lois Gumbel et GEV aux séries des maxima annuels, les tests d'adéquation non paramétriques de  $\chi^2$  et de Kolmogorov-Smirnov sont appliqués pour choisir parmi ces deux lois, celle la mieux appropriée aux données pluviométriques. L'application du test de Kolmogorov-Smirnov s'est révélée concluante pour toutes les séries de données et pour les deux lois avec un niveau de signification de 5%.

Le résultat d'application du test  $\chi^2$  pour la station Pont Bouchet a montré que la loi GEV est rejetée au seuil de 5% pour les séries de données pluviométriques de durée de 360 min. Pour les autres séries de données de durées de 6,15, 30, 60, 120,180, 720 et 1440 les deux lois sont acceptées au seuil de 5%.

Les résultats numériques des deux tests sont portés dans les tableaux 5.8 et 5.9.

**Tableau 5.8 Résultats numériques des tests d'adéquation de Kolmogorov-Smirnov, et de  $\chi^2$  pour les valeurs maximales annuelles des hauteurs de précipitations de différentes durées. La distribution testée est la distribution Gumbel (Station Pont Bouchet)**

| Test de $\chi^2$  |             | Test de Kolmogorov-Smirnov |             |
|-------------------|-------------|----------------------------|-------------|
| Nombre de classes | 4           | Nombre de points           | 28          |
| Degrés de liberté | 7           |                            |             |
| Valeur limite 95% | 9,488       | Valeur limite 95%          | 0,254       |
| Durée min         | statistique | Durée min                  | statistique |
| 6                 | 4,5         | 6                          | 0,108       |
| 15                | 2,5         | 15                         | 0,101       |
| 30                | 5           | 30                         | 0,127       |
| 60                | 2           | 60                         | 0,118       |
| 120               | 3,5         | 120                        | 0,150       |
| 180               | 3,5         | 180                        | 0,129       |
| 360               | 8,5         | 360                        | 0,117       |
| 720               | 2           | 720                        | 0,060       |
| 1440              | 5           | 1440                       | 0,076       |

**Chapitre5** Etablissement des courbes Intensité-Durée-Fréquence des pluies extrêmes au Nord Est Algérien

**Tableau 5.9** Résultats numériques des tests d'adéquation de Kolmogorov-Smirnov, et de  $\chi^2$  pour les valeurs maximales annuelles des hauteurs de précipitations de différentes durées. La distribution testée est la distribution GEV (Station Pont Bouchet).

| Test de $\chi^2$  |             | Test de Kolmogorov-Smirnov |             |
|-------------------|-------------|----------------------------|-------------|
| Nombre de classes | 3           | Nombre de points           | 28          |
| Degrés de liberté | 7           |                            |             |
| Valeur limite 95% | 7,815       | Valeur limite 95%          | 0,25        |
| Durée min         | statistique | Durée min                  | statistique |
| 6                 | 4           | 6                          | 0,147       |
| 15                | 0,5         | 15                         | 0,084       |
| 30                | 0,5         | 30                         | 0,102       |
| 60                | 1           | 60                         | 0,118       |
| 120               | 3           | 120                        | 0,150       |
| 180               | 6,5         | 180                        | 0,129       |
| 360               | <b>10</b>   | 360                        | 0,117       |
| 720               | 2           | 720                        | 0,060       |
| 1440              | 5           | 1440                       | 0,076       |

Les tests de  $\chi^2$  et de Kolmogorov-Smirnov ont permis de faire un premier tri du type de loi qui ajuste au mieux les séries de données pluviométriques, même si les deux lois considérées peuvent leur être appliquées dans la majorité des cas. A titre comparatif, la figure 5.6 présente l'ajustement des lois Gumbel et GEV aux valeurs maximales annuelles des hauteurs de précipitations de durées de 15 min. et 180 min.

Le Tableau 5.10 présente les distributions retenues pour chaque série de données et leurs paramètres.

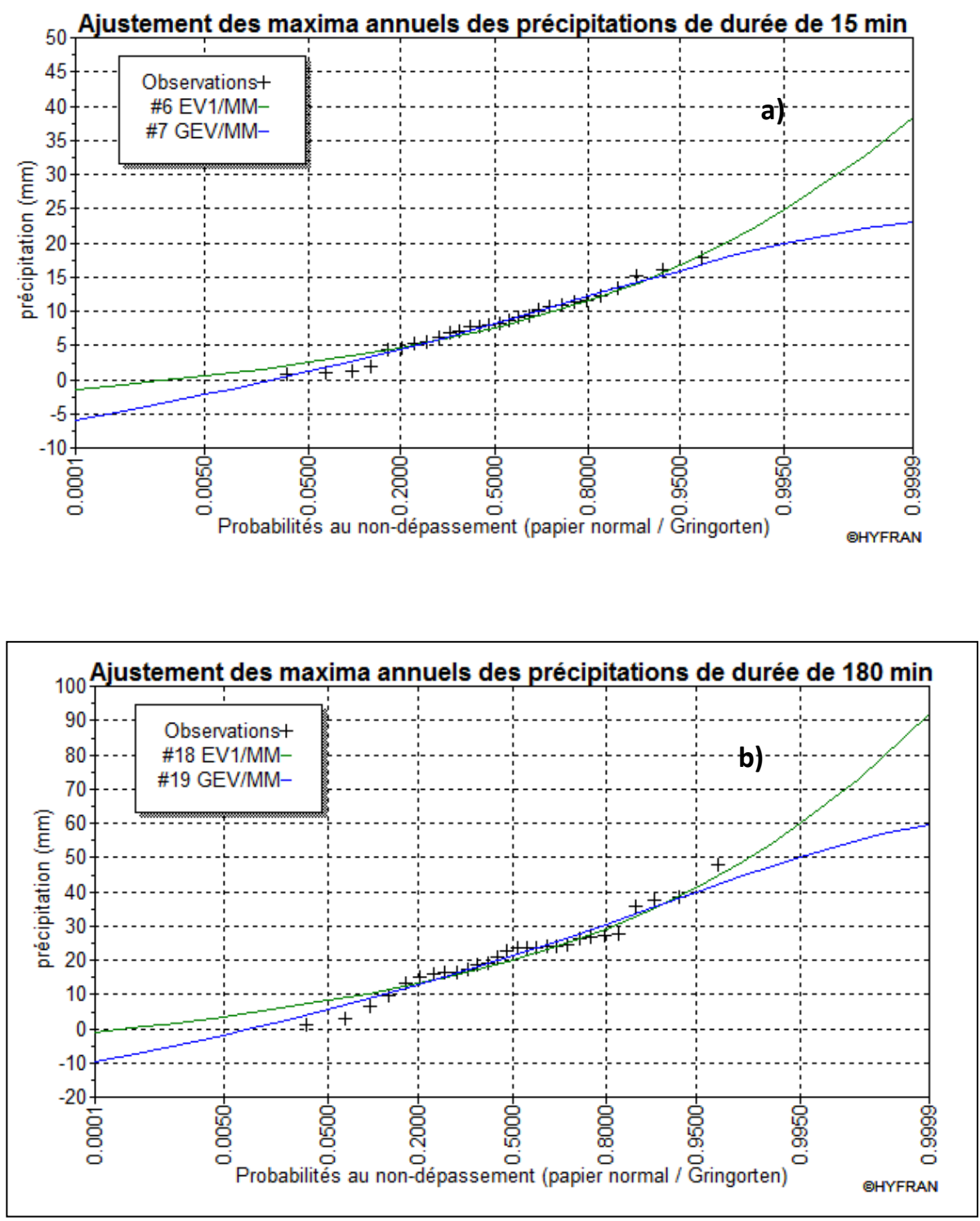


Fig. 5.6. Comparaison de l'ajustement à la loi Gumbel et à la loi GEV des séries des maxima annuels des précipitations de durées de a)15 et b) 180 min. (Station Pont Bouchet) ; (EVI:loi Gumbel ; MM : méthode des moments).

**Chapitre5** Etablissement des courbes Intensité-Durée-Fréquence des pluies extrêmes au Nord Est Algérien

**Tableau 5.10** Lois statistiques appropriées aux séries des maxima annuels des précipitations de durées 6, 15, 30, 60, 120, 180, 360, 720 et 1440 min. et leurs paramètres. Les paramètres  $\alpha$ ,  $\zeta$  et  $k$  représentent respectivement, les paramètres d'échelle, de position et de forme.

| Durée (min) | Lois statistiques retenues | Paramètres des lois |         |          |
|-------------|----------------------------|---------------------|---------|----------|
|             |                            | $\alpha$            | $\zeta$ | $\kappa$ |
| 6           | GEV                        | 2.24                | 3.31    | 0.12     |
| 15          | GEV                        | 4.35                | 6.64    | 0.23     |
| 30          | GEV                        | 6.52                | 10.26   | 0.34     |
| 60          | GEV                        | 8.3                 | 13.05   | 0.3      |
| 120         | GEV                        | 8.8                 | 15.76   | 0.27     |
| 180         | Gumbel                     | 8.12                | 17.02   | /        |
| 360         | Gumbel                     | 13.49               | 20.3    | /        |
| 720         | GEV                        | 17.48               | 25.68   | -0.014   |
| 1440        | GEV                        | 23.47               | 32.7    | 0.0023   |

Les résultats présentés dans le tableau montrent que la loi GEV est prédominante pour l'estimation des quantiles des intensités maximales annuelles de la station Pont Bouchet. Pour effectuer l'ajustement le logiciel HYFRAN a été utilisé. Ce logiciel a été développé à l'Institut National de la Recherche Scientifique – Eau Terre et Environnement (INRS-ETE) de l'Université du Québec avec le parrainage d'Hydro-Québec le principal producteur d'énergie d'origine hydroélectrique au monde et du Conseil de Recherches en Sciences Naturelles et en Génie du Canada (CRSNG).

**2. Modélisation des courbes IDF**

Après avoir choisi le modèle statistique le mieux approprié à chaque série de données et estimé les quantiles des intensités maximales annuelles pour les périodes de retour spécifiées (T=2, 5, 10, 20, 50 et 100 ans), nous avons déterminé les paramètres des trois modèles empiriques, mentionnés précédemment, et calculé pour ces périodes de retour, la racine carrée de l'erreur quadratique moyenne (REQM) relative aux quantiles estimés.

**Tableau 5.11 Valeurs des paramètres des modèles empiriques et des erreurs quadratiques moyennes (REQM)**

| Périodes de retour (ans) | Modèles    | Paramètres des modèles |          |        | REQM (%) |
|--------------------------|------------|------------------------|----------|--------|----------|
|                          |            | $a$                    | $\theta$ | $\eta$ |          |
| 2                        | Montana    | 167                    | /        | 0.62   | 14.7     |
|                          | Talbot     | 249                    | 5        | 0.68   | 8.7      |
|                          | Keifer-Chu | 183                    | 1        | 0.63   | 12.3     |
| 5                        | Montana    | 233                    | /        | 0.6    | 11.8     |
|                          | Talbot     | 308                    | 3.5      | 0.65   | 7.2      |
|                          | Keifer-Chu | 254                    | 1        | 0.61   | 10.6     |
| 10                       | Montana    | 263                    | /        | 0.59   | 9.6      |
|                          | Talbot     | 333                    | 3        | 0.63   | 6.5      |
|                          | Keifer-Chu | 286                    | 1        | 0.6    | 10.5     |
| 20                       | Montana    | 282                    | /        | 0.57   | 8.1      |
|                          | Talbot     | 318                    | 1.5      | 0.59   | 6.4      |
|                          | Keifer-Chu | 306                    | 1        | 0.59   | 11.5     |
| 50                       | Montana    | 297                    | /        | 0.55   | 7.6      |
|                          | Talbot     | 322                    | 1        | 0.57   | 6.5      |
|                          | Keifer-Chu | 321                    | 1        | 0.57   | 12.2     |
| 100                      | Montana    | 305                    | /        | 0.54   | 7.8      |
|                          | Talbot     | 341                    | 1.5      | 0.56   | 7.7      |
|                          | Keifer-Chu | 329                    | 1        | 0.55   | 12.1     |

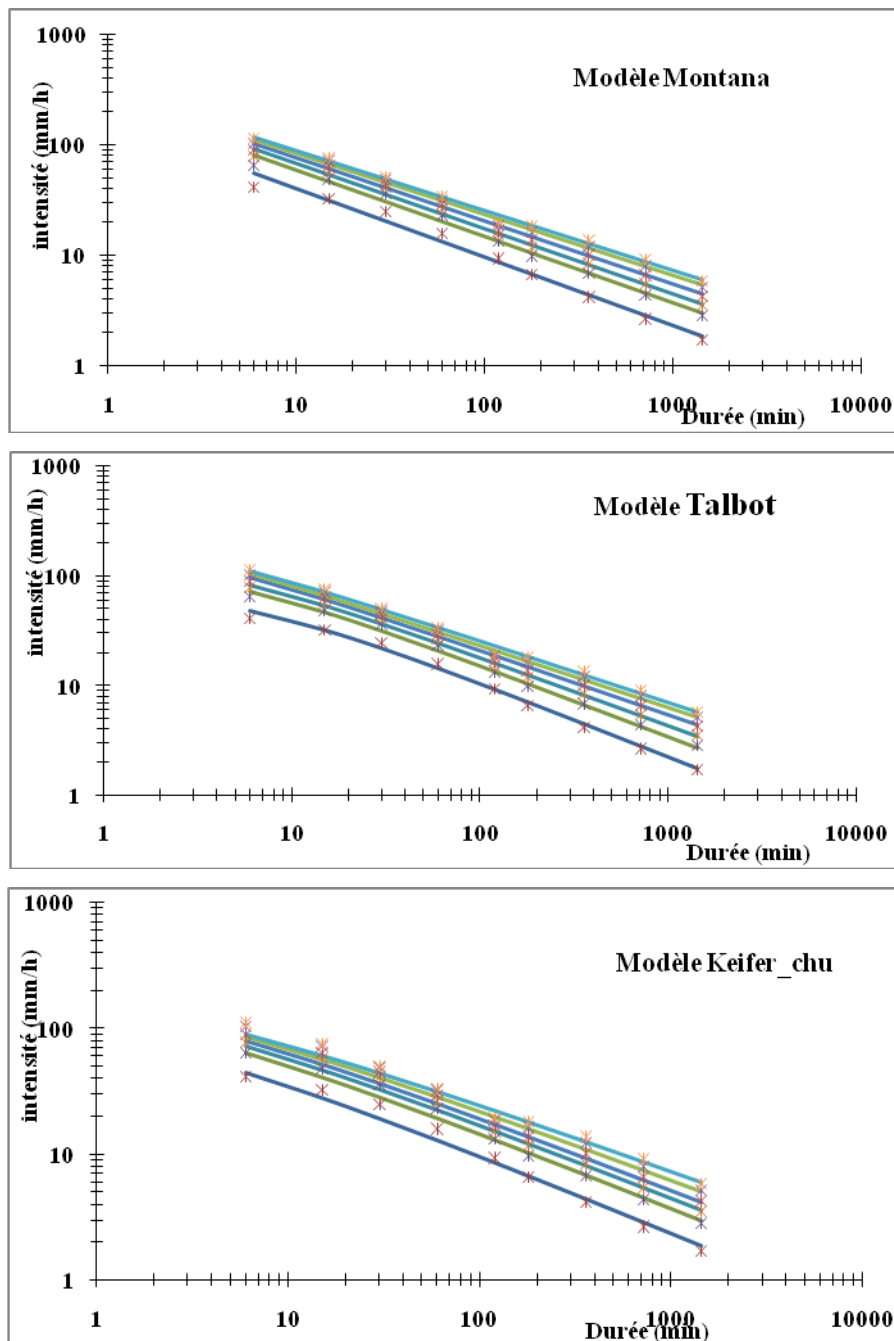
Sur la figure 5.7, sont présentées les courbes IDF obtenues au moyen de l'ajustement des trois équations empiriques aux quantiles des intensités maximales annuelles de stations climatiques Pont Bouchet.

Les courbes IDF établies à partir du modèle empirique de Montana sont des séries de droites parallèles sur l'échelle bi-logarithmique, alors que celles établies à partir des modèles empiriques à trois paramètres possèdent des parties recourbées. Ces courbes représentent plus correctement l'aspect infini d'une intensité instantanée que les droites parallèles.

Le paramètre  $\theta$  de deux modèles empiriques à trois paramètres définit l'ampleur de recourbement et les points où les courbes IDF commencent à devenir des lignes droites. Par exemple, le paramètre  $\theta$  du modèle de Talbot a la valeur la plus élevée ( $\theta=5$  min) pour la période de retour de deux ans, il en résulte que la partie de recourbement de la courbe correspondante est plus longue que celle des autres courbes. On remarque aussi, que les valeurs du paramètre  $\theta$  diminuent avec l'accroissement de la période de retour en allongeant la ligne droite des courbes IDF.

## Chapitre5 Etablissement des courbes Intensité-Durée-Fréquence des pluies extrêmes au Nord Est Algérien

En ce qui concerne le paramètre  $\eta$ , c'est un paramètre proportionnel à la pente des courbes. Ses valeurs se différencient peu d'un modèle à l'autre et elles varient de 0.54 à 0.68 pour les différentes périodes de retour. Ceci est caractéristique pour un climat méditerranéen (Mohyomont et Demarée, 2004).



*Fig.5.7 Courbes IDF de la station Pont Bouchet, établies à partir des modèles empiriques pour les périodes de retour de 2, 5, 10, 20, 50 et 100 ans. Les points représentent les valeurs des quantiles estimés. Les courbes sont disposées dans l'ordre croissant des périodes de retour, du bas vers le haut.*

## Chapitre5 Etablissement des courbes Intensité-Durée-Fréquence des pluies extrêmes au Nord Est Algérien

En examinant le Tableau 5.11, on note que les erreurs quadratiques moyennes relatives entre les courbes IDF, établies à partir des trois modèles empiriques, et les quantiles estimés pour les différentes périodes de retour sont de l'ordre de 6.4 à 14.7 %.

Pour valider la fiabilité de l'ajustement des modèles empiriques aux maxima annuels de la station Pont Bouchet, nous avons calculé la racine carrée de l'erreur quadratique moyenne (*REQM*) relative totale. La *REQM* total pour les modèles empiriques de Montana, Talbot, et Keifer-Chu est égale, respectivement, à 9.93, 7.16, et 11.53%. Le modèle de Talbot à trois paramètres, présente la plus faible erreur quadratique totale.

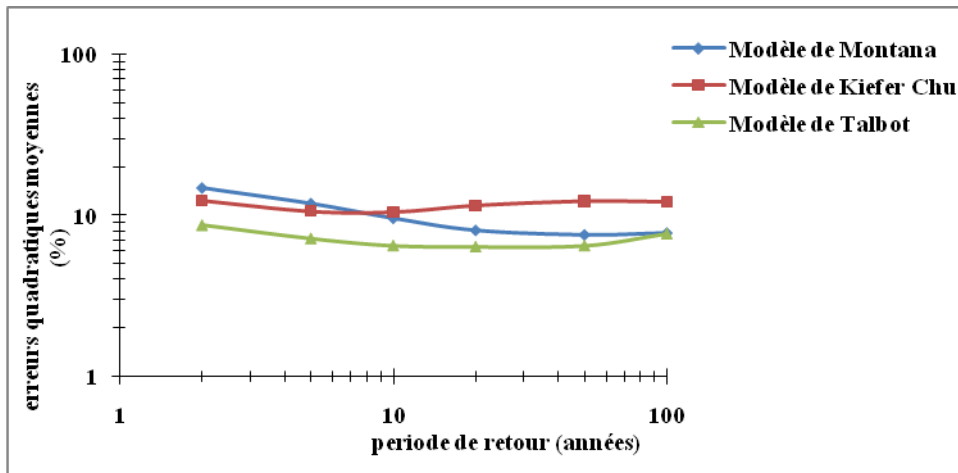


Fig.5.8 Comparaison des erreurs quadratiques moyennes des modèles empiriques (station Pont Bouchet)

### 5.7.2 Etablissement des courbes IDF de précipitations pour la station Ain Assel

Pour établir les courbes IDF pour la station Ain Assel nous avons utilisé la même méthodologie que pour la station Pont Bouchet. L'estimateur des fréquences empiriques de Grigorten ( $F_i = (i - 0,44) / (n + 0,12)$ ) a été utilisé.

#### 1. Ajustement des séries et choix des lois statistiques

Les séries de données ont été ajustées aux lois Gumbel et GEV. L'application du test de Kolmogorov-Smirnov s'est révélée concluante pour toutes les séries et pour les deux lois avec un niveau de signification de 5%. Le résultat d'application du test  $\chi^2$  a montré que la loi Gumbel est rejetée au seuil de 5% pour les séries de données pluviométriques de durées de 60,120,180 et 360 min. et la loi GEV pour la série de données de durée de 180 min. Pour les autres séries de données de durées de 6, 15, 30, 720 et 1440 les deux lois sont acceptées au seuil de 5%.

**Chapitre5** Etablissement des courbes Intensité-Durée-Fréquence des pluies extrêmes au Nord Est Algérien

Les résultats numériques de ces tests sont présentés dans les tableaux 5.12 et 5.13. Les lois retenues à la suite de ces tests pour chaque série de données et leurs paramètres sont présentés dans le Tableau 5.14.

**Tableau 5.12 Résultats numériques des tests d'adéquation de Kolmogorov-Smirnov, et de  $\chi^2$  pour les valeurs maximales annuelles des hauteurs de précipitations de différentes durées. La distribution testée est la distribution Gumbel (Station Ain Assel)**

| Test de $\chi^2$  |             | Test de Kolmogorov-Smirnov |             |
|-------------------|-------------|----------------------------|-------------|
| Nombre de classes | 8           | Nombre de points           | 32          |
| Degrés de liberté | 5           |                            |             |
| Valeur limite 95% | 11,07       | Valeur limite 95%          | 0,254       |
| Durée min         | statistique | Durée min                  | statistique |
| 6                 | 4,5         | 6                          | 0,118       |
| 15                | 4,5         | 15                         | 0,101       |
| 30                | 9           | 30                         | 0,121       |
| 60                | <b>12,5</b> | 60                         | 0,159       |
| 120               | <b>20</b>   | 120                        | 0,174       |
| 180               | <b>27</b>   | 180                        | 0,199       |
| 360               | <b>13</b>   | 360                        | 0,157       |
| 720               | 7,5         | 720                        | 0,099       |
| 1440              | 4           | 1440                       | 0,074       |

**Tableau 5.13 Résultats numériques des tests d'adéquation de Kolmogorov-Smirnov, et de  $\chi^2$  pour les valeurs maximales annuelles des hauteurs de précipitations de différentes durées. La distribution testée est la distribution GEV (Station Ain Assel).**

| Test de $\chi^2$  |             | Test de Kolmogorov-Smirnov |             |
|-------------------|-------------|----------------------------|-------------|
| Nombre de classes | 8           | Nombre de points           | 32          |
| Degrés de liberté | 4           |                            |             |
| Valeur limite 95% | 9,488       | Valeur limite 95%          | 0,25        |
| Durée min         | statistique | Durée min                  | statistique |
| 6                 | 5,5         | 6                          | 0,073       |
| 15                | 4,5         | 15                         | 0,099       |
| 30                | 5,5         | 30                         | 0,068       |
| 60                | 5           | 60                         | 0,114       |
| 120               | 8           | 120                        | 0,134       |
| 180               | <b>17,5</b> | 180                        | 0,187       |
| 360               | 7           | 360                        | 0,153       |
| 720               | 4           | 720                        | 0,070       |
| 1440              | 4           | 1440                       | 0,067       |

**Tableau 5.14** Lois statistiques appropriées aux séries des maxima annuels des précipitations de durées 6, 15, 30, 60, 120, 180, 360, 720 et 1440 min. et leurs paramètres. Les paramètres  $\alpha$ ,  $\zeta$  et  $k$  représentent respectivement, les paramètres d'échelle, de position et de forme.

| Durée (min) | Lois statistiques retenues | Paramètres des lois |         |        |
|-------------|----------------------------|---------------------|---------|--------|
|             |                            | $\alpha$            | $\zeta$ | $k$    |
| 6           | Gumbel                     | 4,35                | 4,49    | /      |
| 15          | GEV                        | 5,67                | 8,022   | -0,065 |
| 30          | GEV                        | 7,34                | 11,35   | -0,12  |
| 60          | GEV                        | 9,18                | 15,74   | -0,18  |
| 120         | GEV                        | 9,36                | 20,82   | -0,2   |
| 180         | GEV                        | 10,23               | 24,72   | -0,213 |
| 360         | GEV                        | 11,58               | 32,79   | -0,198 |
| 720         | GEV                        | 14,64               | 40,77   | -0,139 |
| 1440        | GEV                        | 18,59               | 51,13   | -0,084 |

Les résultats présentés dans le tableau montrent que la loi GEV est prédominante pour l'estimation des quantiles des intensités maximales annuelles de la station Ain Assel. A titre d'exemple sur la figure 5.9 on présente l'ajustement des lois Gumbel et GEV aux valeurs maximales annuelles des hauteurs de précipitations de durées de 120 min. et 720 min.

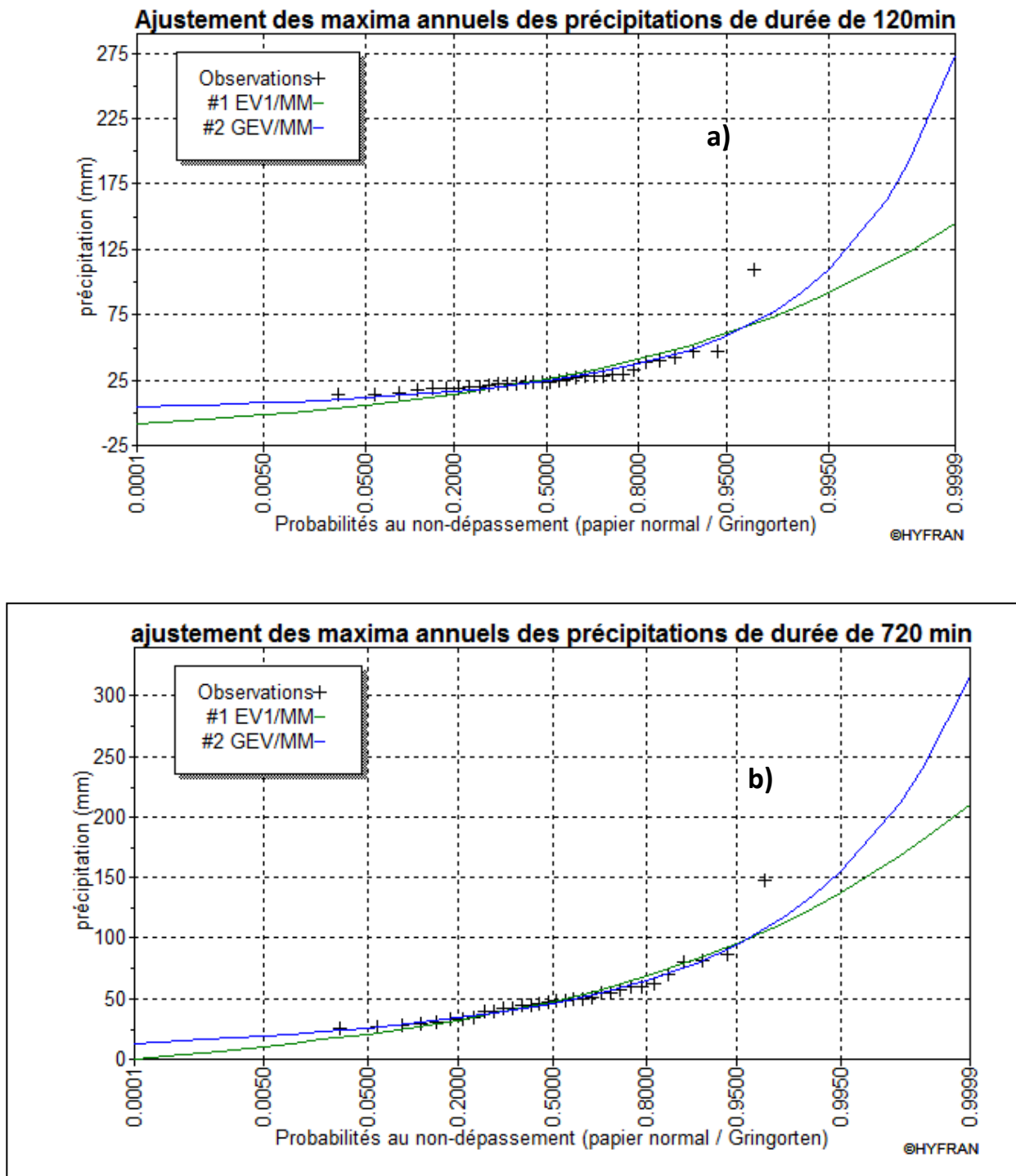


Fig. 5.9 Comparaison de l'ajustement à la loi Gumbel et à la loi GEV des séries des maxima annuels des précipitations de durées de : a) 120 et b) 720 min. (Station Aïn Assel) ; (EV1 : la loi Gumbel ; MM : méthode des moments).

**2. Modélisation des courbes IDF**

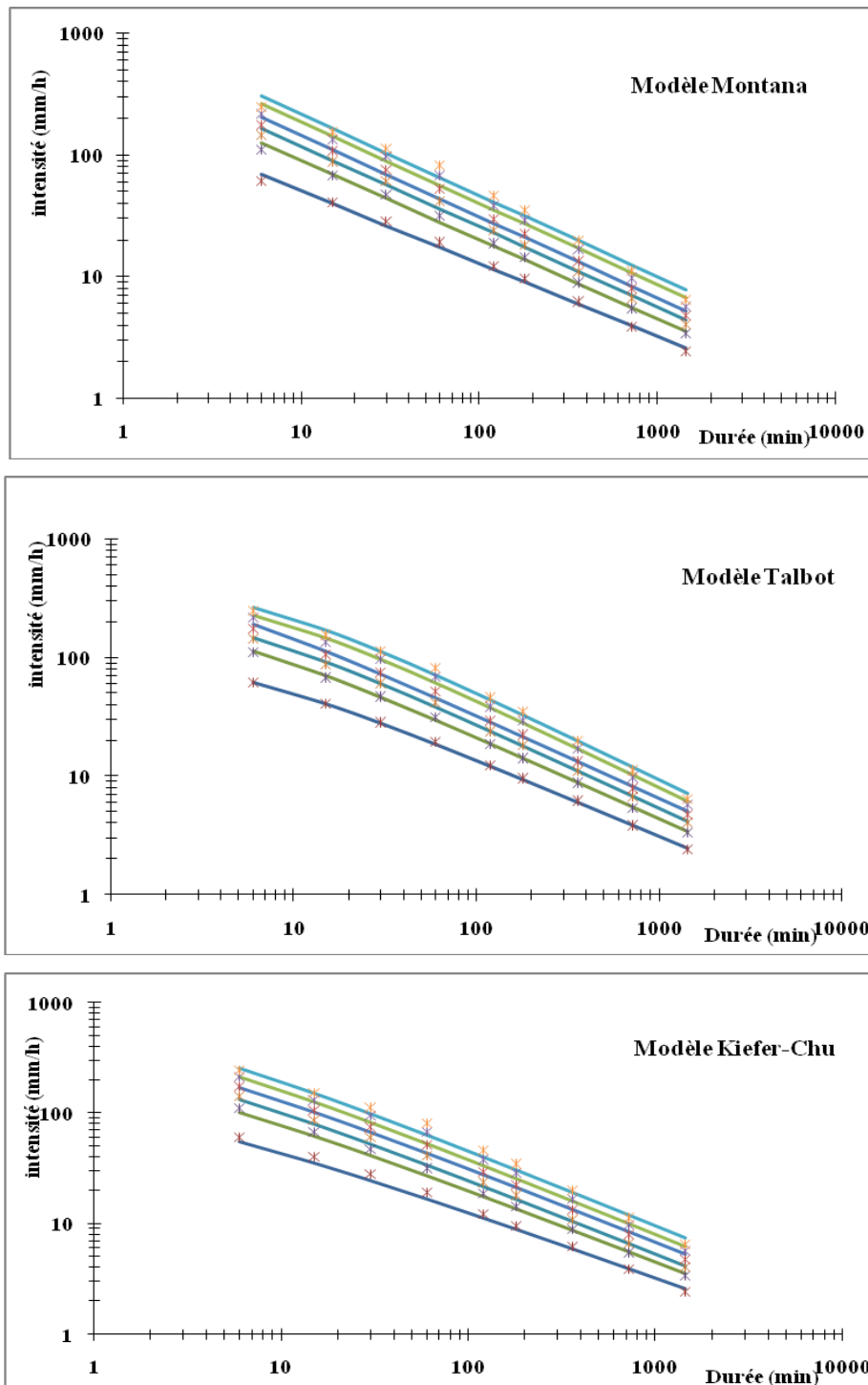
Après avoir choisi le modèle statistique le mieux approprié à chaque série de données et estimé les quantiles des intensités maximales annuelles pour les périodes de retour spécifiées (T=2, 5, 10, 20, 50 et 100 ans), nous avons déterminé les paramètres des trois modèles empiriques, mentionnés précédemment, et calculé pour ces périodes de retour, la racine carrée de l'erreur quadratique moyenne (REQM) relative aux quantiles estimés (Tableau 5.15).

*Tableau 5.15 Valeurs des paramètres des modèles empiriques et des erreurs quadratiques moyennes (REQM). Station Ain Assel*

| Périodes de retour (ans) | Modèles    | Paramètres des modèles |          |        | REQM (%) |
|--------------------------|------------|------------------------|----------|--------|----------|
|                          |            | $a$                    | $\theta$ | $\eta$ |          |
| 2                        | Montana    | 203                    | /        | 0.60   | 7.1      |
|                          | Talbot     | 276                    | 4        | 0.65   | 2.2      |
|                          | Keifer-Chu | 220                    | 1        | 0.61   | 9.2      |
| 5                        | Montana    | 396                    | /        | 0.65   | 6.9      |
|                          | Talbot     | 513                    | 3        | 0.69   | 2.7      |
|                          | Keifer-Chu | 434                    | 1        | 0.66   | 7.6      |
| 10                       | Montana    | 535                    | /        | 0.66   | 8        |
|                          | Talbot     | 726                    | 3.5      | 0.71   | 3.4      |
|                          | Keifer-Chu | 589                    | 1        | 0.68   | 8.7      |
| 20                       | Montana    | 676                    | /        | 0.67   | 9.5      |
|                          | Talbot     | 814                    | 2        | 0.70   | 6.4      |
|                          | Keifer-Chu | 745                    | 1        | 0.68   | 8.4      |
| 50                       | Montana    | 867                    | /        | 0.67   | 12.2     |
|                          | Talbot     | 1330                   | 5        | 0.74   | 5.8      |
|                          | Keifer-Chu | 957                    | 1        | 0.69   | 10.5     |
| 100                      | Montana    | 1017                   | /        | 0.67   | 14.3     |
|                          | Talbot     | 1565                   | 5        | 0.74   | 7.8      |
|                          | Keifer-Chu | 1123                   | 1        | 0.69   | 12.1     |

D'après le tableau 5.15, le paramètre  $\theta$  de deux modèles empiriques à trois paramètres, varie dans le même intervalle des valeurs de 1 à 5 min, que celui de la station Pont Bouchet. Les valeurs du paramètre  $\eta$  varient peu d'un modèle à l'autre et elles varient de 0.60 à 0.74 pour les périodes de retour spécifiés.

Les erreurs quadratiques moyennes relatives pour les différentes périodes de retour sont de l'ordre de 2.2 à 14.3%. Sur la figure 5.10 sont présentées les courbes IDF obtenues au moyen de l'ajustement des trois équations empiriques aux quantiles des intensités maximales annuelles de la station Ain Assel.



*Fig. 5.10 Courbes IDF de la station Ain Assel, établies à partir des modèles empiriques pour les périodes de retour de 2, 5, 10, 20, 50 et 100 ans. Les points représentent les valeurs des quantiles estimés. Les courbes sont disposées dans l'ordre croissant des périodes de retour, du bas vers le haut.*

## Chapitre5 Etablissement des courbes Intensité-Durée-Fréquence des pluies extrêmes au Nord Est Algérien

Pour valider la fiabilité de l'ajustement des modèles empiriques aux maxima annuels de la station Ain Assel, nous avons calculé la racine carrée de l'erreur quadratique moyenne (*REQM*) relative totale. La *REQM* total pour les modèles empiriques de Montana, Talbot et Keifer-Chu est égale, respectivement, à 9.67, 4.7, et 9.4%. Le modèle de Talbot à trois paramètres, présente la plus faible erreur quadratique totale.

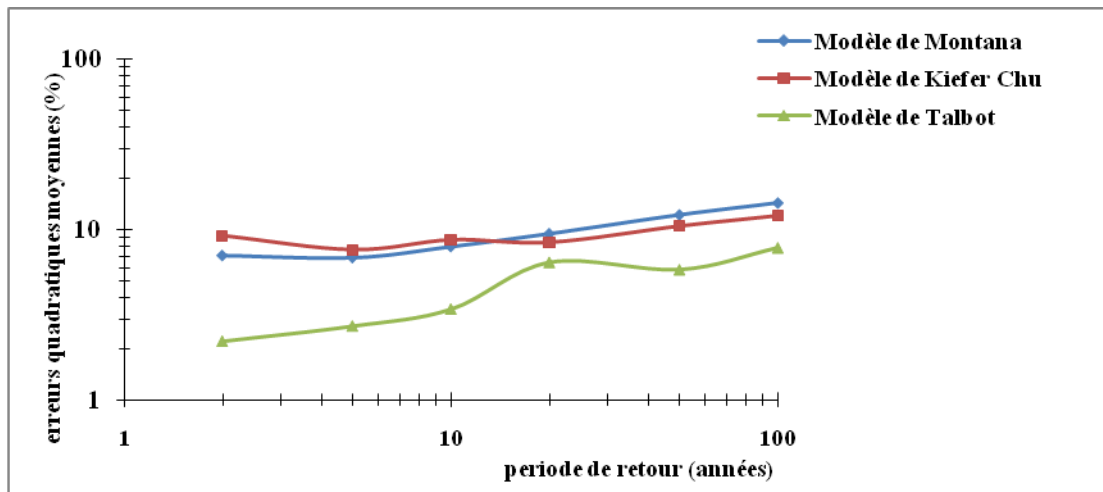


Fig.5.11. Comparaison des erreurs quadratiques moyennes des modèles empiriques (station Ain Assel)

### 5.7.3 Etablissement des courbes IDF de précipitations pour la station Guelma

Pour établir les courbes IDF pour la station Guelma nous avons utilisé la même méthodologie que pour la station Pont Bouchet et la station Ain Assel. L'estimateur de Grigorten a été utilisé pour déterminer les fréquences empiriques.

#### 1 Ajustement des séries et choix des lois statistiques

Les séries de données ont été ajustées aux lois Gumbel et GEV. Le résultat d'application du test de Kolmogorov-Smirnov a montré que la loi Gumbel est rejetée au seuil de 5% pour la série de données de durée de 30 min. Le résultat d'application du test a montré que la loi Gumbel est rejetée au seuil de 5% pour les séries de données pluviométriques de durées de 30, 720, et 1440 min. et la loi GEV pour les séries de données de durée de 15, 30, 1440 min. Pour les autres séries de données de durées de 6, 60, 120, 180 et 360 min les deux lois sont acceptées au seuil de 5%.

Les résultats numériques de ces tests sont présentés dans les tableaux 5.16 et 5.17. Les lois retenues à la suite de ces tests pour chaque série de données et leurs paramètres sont présentés dans le tableau 5.18.

**Chapitre5** Etablissement des courbes Intensité-Durée-Fréquence des pluies extrêmes au Nord Est Algérien

**Tableau 5.16.** Résultats numériques des tests d'adéquation de Kolmogorov-Smirnov, et de  $\chi^2$  pour les valeurs maximales annuelles des hauteurs de précipitations de différentes durées. La distribution testée est la distribution Gumbel (Station Guelma)

| Test de $\chi^2$  |              | Test de Kolmogorov-Smirnov |              |
|-------------------|--------------|----------------------------|--------------|
| Nombre de classes | 4            | Nombre de points           | 27           |
| Degrés de liberté | 7            |                            |              |
| Valeur limite 95% | 9,49         | Valeur limite 95%          | 0,254        |
| Durée min         | statistique  | Durée min                  | statistique  |
| 6                 | 2,81         | 6                          | 0,146        |
| 15                | 9,04         | 15                         | 0,144        |
| 30                | <b>16,3</b>  | 30                         | <b>0,471</b> |
| 60                | 3,33         | 60                         | 0,114        |
| 120               | 6,44         | 120                        | 0,100        |
| 180               | 1,26         | 180                        | 0,074        |
| 360               | 5,41         | 360                        | 0,115        |
| 720               | <b>11,63</b> | 720                        | 0,151        |
| 1440              | <b>19,93</b> | 1440                       | 0,154        |

**Tableau 5.17.** Résultats numériques des tests d'adéquation de Kolmogorov-Smirnov, et de  $\chi^2$  pour les valeurs maximales annuelles des hauteurs de précipitations de différentes durées. La distribution testée est la distribution GEV (Station Guelma).

| Test de $\chi^2$  |              | Test de Kolmogorov-Smirnov |             |
|-------------------|--------------|----------------------------|-------------|
| Nombre de classes | 3            | Nombre de points           | 27          |
| Degrés de liberté | 7            |                            |             |
| Valeur limite 95% | 7,815        | Valeur limite 95%          | 0,254       |
| Durée min         | statistique  | Durée min                  | statistique |
| 6                 | 1,78         | 6                          | 0,112       |
| 15                | <b>9,04</b>  | 15                         | 0,143       |
| 30                | <b>16,81</b> | 30                         | 0,214       |
| 60                | 1,78         | 60                         | 0,106       |
| 120               | 6,44         | 120                        | 0,101       |
| 180               | 0,74         | 180                        | 0,050       |
| 360               | 3,33         | 360                        | 0,088       |
| 720               | 7,48         | 720                        | 0,139       |
| 1440              | <b>19,41</b> | 1440                       | 0,153       |

**Chapitre5** Etablissement des courbes Intensité-Durée-Fréquence des pluies extrêmes au Nord Est Algérien

**Tableau 5.18.** Lois statistiques appropriées aux séries des maxima annuels des précipitations de durées 6, 15, 30, 60, 120, 180, 360, 720 et 1440 min. et leurs paramètres. Les paramètres  $\alpha$ ,  $\zeta$  et  $k$  représentent respectivement, les paramètres d'échelle, de position et de forme.

| Durée (min) | Lois statistiques retenues | Paramètre des lois |         |          |
|-------------|----------------------------|--------------------|---------|----------|
|             |                            | $\alpha$           | $\zeta$ | $\kappa$ |
| 6           | GEV                        | 3,428              | 3,901   | -0,089   |
| 15          | Gumbel                     | 4,567              | 9,122   | /        |
| 30          | GEV                        | 4,492              | 6,343   | -0,006   |
| 60          | GEV                        | 4,755              | 12,077  | 0,103    |
| 120         | GEV                        | 5,22               | 15,413  | 0,007    |
| 180         | GEV                        | 6,133              | 17,46   | -0,104   |
| 360         | GEV                        | 9,821              | 22,008  | -0,112   |
| 720         | GEV                        | 13,359             | 28,37   | -0,036   |
| 1440        | GEV                        | 15,946             | 36,107  | -0,006   |

Les résultats présentés dans le tableau montrent que la loi GEV est prédominante pour l'estimation des quantiles des intensités maximales annuelles de la station Guelma. La figure 5.12 présente l'ajustement des lois Gumbel et GEV aux valeurs maximales annuelles des hauteurs de précipitations de durées de 60 min. et 360 min.

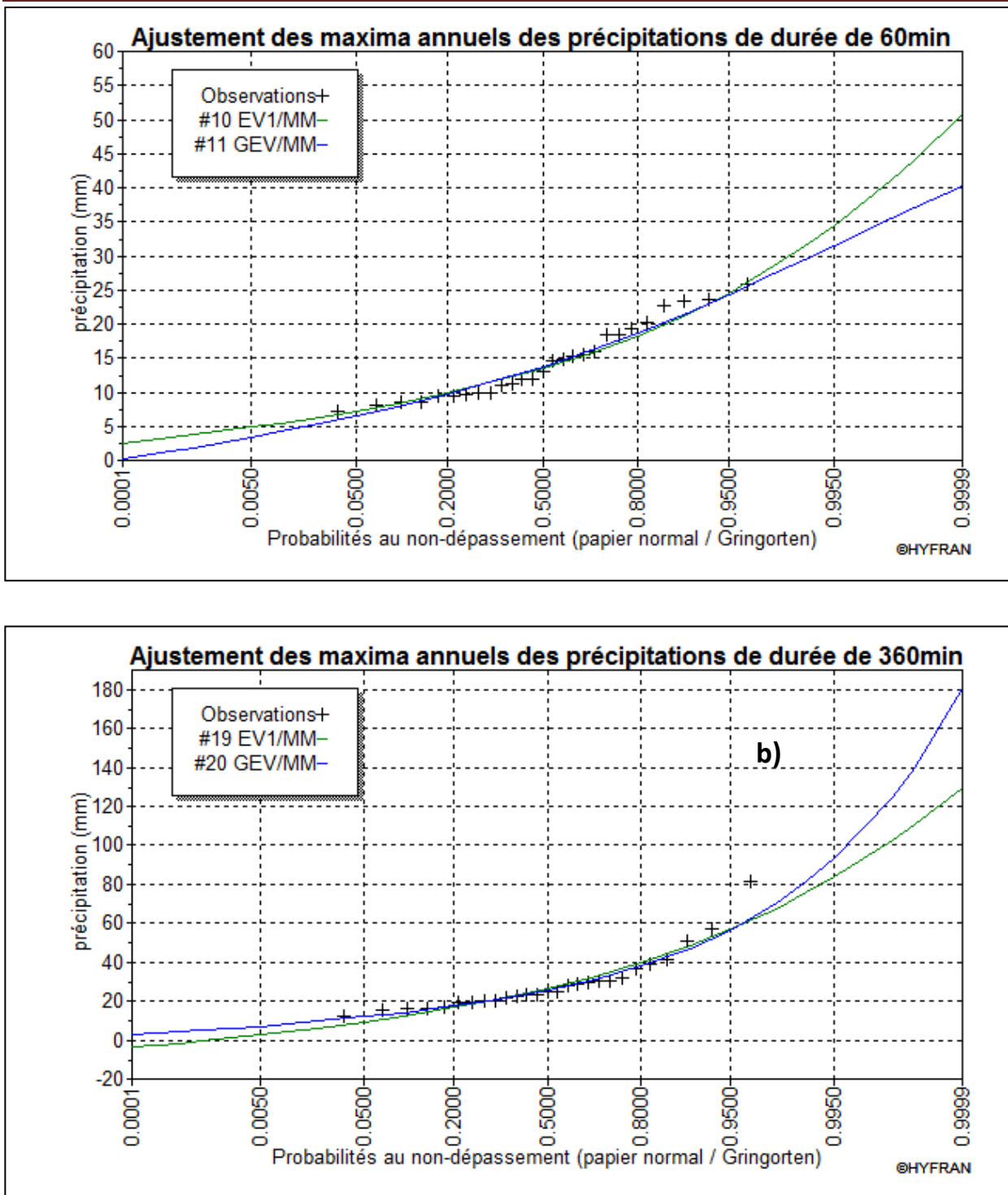


Fig. 5.12 Comparaison de l'ajustement à la loi Gumbel et à la loi GEV des séries des maxima annuels des précipitations de durées de : a) 60 et b) 360 min. (Station Guelma) ; (EVI : la loi Gumbel ; MM : méthode des moments)

## 2 Modélisation des courbes IDF

Après avoir choisi le modèle statistique le mieux approprié à chaque série de données et estimé les quantiles des intensités maximales annuelles pour les périodes de retour spécifiées ( $T=2, 5, 10, 20, 50$  et  $100$  ans), nous avons déterminé les paramètres des trois modèles empiriques, mentionnés précédemment, et calculé pour ces périodes de retour, la racine carrée de l'erreur quadratique moyenne (REQM) relative aux quantiles estimés.

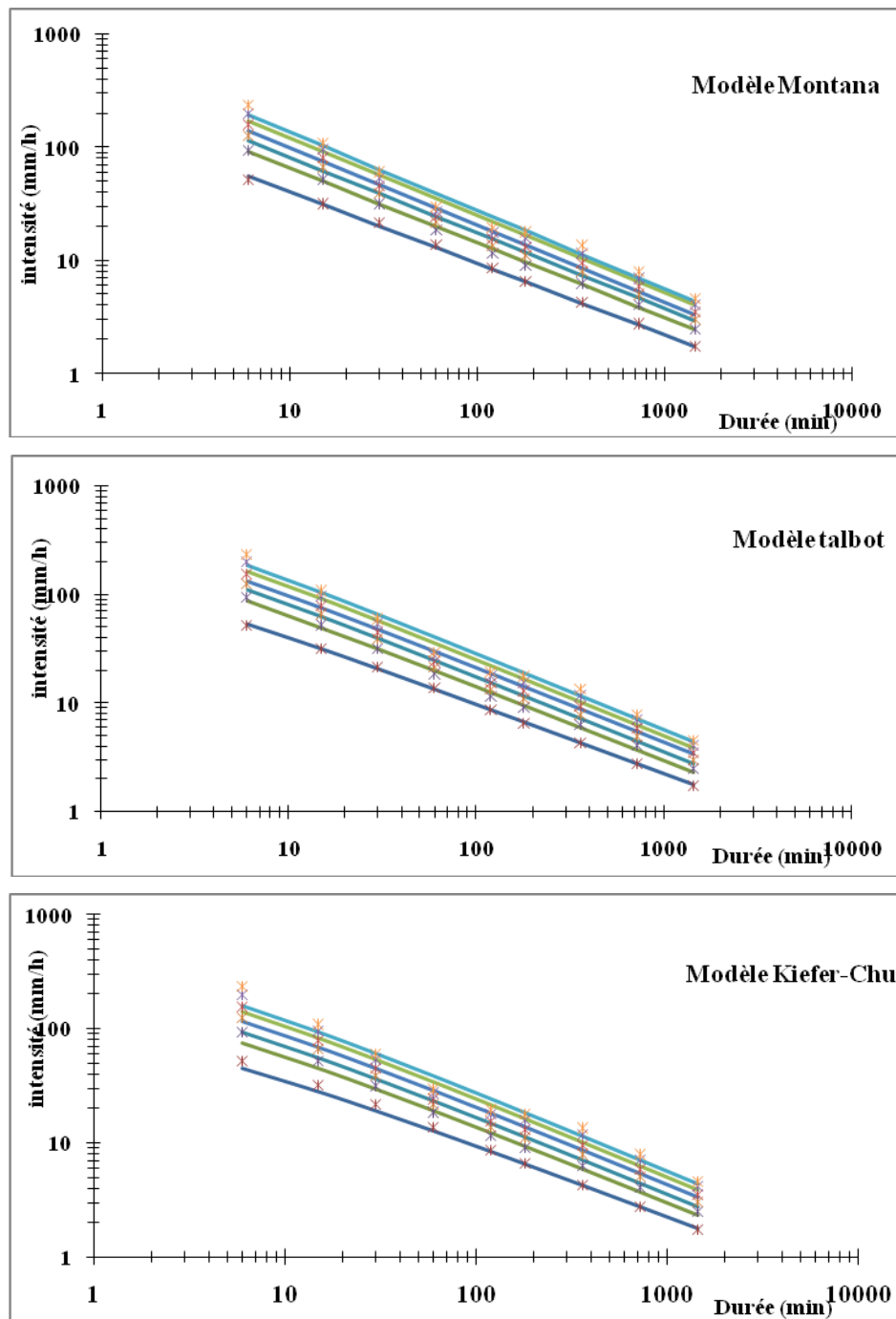
**Tableau 5.19 Valeurs des paramètres des modèles empiriques et des erreurs quadratiques moyennes (REQM), (Station Guelma )**

| Périodes de retour (ans) | Modèles    | Paramètres des modèles |          |        | REQM (%) |
|--------------------------|------------|------------------------|----------|--------|----------|
|                          |            | $a$                    | $\theta$ | $\eta$ |          |
| 2                        | Montana    | 172                    | /        | 0.63   | 4        |
|                          | Talbot     | 188                    | 1        | 0.64   | 2.3      |
|                          | Keifer-Chu | 187                    | 1        | 0.64   | 7.7      |
| 5                        | Montana    | 298                    | /        | 0.66   | 5.5      |
|                          | Talbot     | 340                    | 1.5      | 0.68   | 6.8      |
|                          | Keifer-Chu | 326                    | 1        | 0.68   | 10.4     |
| 10                       | Montana    | 383                    | /        | 0.67   | 8.8      |
|                          | Talbot     | 419                    | 1        | 0.69   | 9.5      |
|                          | Keifer-Chu | 419                    | 1        | 0.69   | 12.1     |
| 20                       | Montana    | 466                    | /        | 0.68   | 11.5     |
|                          | Talbot     | 510                    | 1        | 0.69   | 12.7     |
|                          | Keifer-Chu | 510                    | 1        | 0.69   | 13.8     |
| 50                       | Montana    | 574                    | /        | 0.68   | 15.7     |
|                          | Talbot     | 629                    | 1        | 0.70   | 15.6     |
|                          | Keifer-Chu | 629                    | 1        | 0.70   | 16.5     |
| 100                      | Montana    | 657                    | /        | 0.69   | 17.5     |
|                          | Talbot     | 720                    | 1        | 0.70   | 18.5     |
|                          | Keifer-Chu | 720                    | 1        | 0.70   | 18.8     |

D'après le tableau 5.19, le paramètre  $\theta$  de deux modèles empiriques à trois paramètres, varie dans l'intervalle des valeurs de 1 à 1.5 min. Les valeurs du paramètre  $\eta$  varient peu d'un modèle à l'autre et elles varient de 0.63 à 0.70 pour les périodes de retour spécifiés.

Les erreurs quadratiques moyennes relatives pour les différentes périodes de retour sont de l'ordre de 2.3 à 18.8%.

Sur la figure 5.13 sont présentées les courbes IDF obtenues au moyen de l'ajustement des trois équations empiriques aux quantiles des intensités maximales annuelles de la station Guelma.

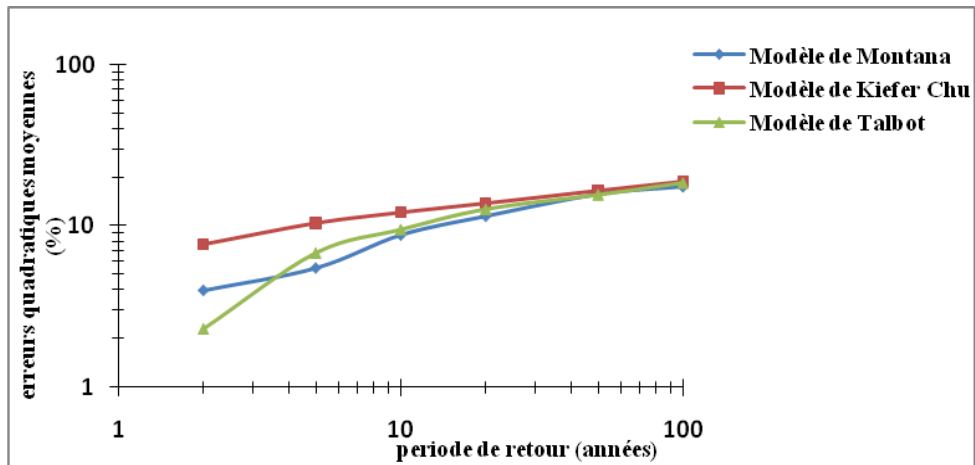


*Fig. 5.13 Courbes IDF de la station Guelma, établies à partir des modèles empiriques pour les périodes de retour de 2, 5, 10, 20, 50 et 100 ans. Les points représentent les valeurs des quantiles estimés. Les courbes sont disposées dans l'ordre croissant des périodes de retour, du bas vers le haut.*

Pour valider la fiabilité de l'ajustement des modèles empiriques aux maxima annuels de la station Guelma, nous avons calculé la racine carrée de l'erreur quadratique moyenne (*REQM*) relative totale. La *REQM* total pour les modèles empiriques de Montana, Talbot et Keifer-Chu est égale, respectivement, à 10.5, 10.9, et 13.21%. Le modèle de Montana, présente la plus faible

**Chapitre5** Etablissement des courbes Intensité-Durée-Fréquence des pluies extrêmes au Nord Est Algérien

erreur quadratique totale. Par contre, pour la station Pont Bouchet et la station Ain Assel le modèle le mieux approprié est celui de Talbot à trois paramètres.



*Fig.5.14 Comparaison des erreurs quadratiques moyennes des modèles empiriques (Station Guelma)*

# **Conclusion générale**

### Conclusion

La connaissance des précipitations constitue un élément fondamental pour l'étude et la compréhension du fonctionnement des systèmes d'évacuation dans les ouvrages hydrotechniques et dans les réseaux d'assainissement urbain en temps de pluie.

Dans la présente thèse, nous avons présenté une formulation pour l'estimation de l'intensité de pluie liée aux durées et une période de retour qui provient des pluviographes.

Nous avons proposé, également, la méthodologie d'établissement des courbes IDF, qui a été appliquée à trois stations Pont Bouchet, Ain Assel et Guelma de la région Nord Est Algérien. Le modèle pluviométrique, courbes intensité-durée-fréquence (IDF), demeure l'approche statistique la plus courante pour établir la relation pluie-débit et définir les pluies de projet synthétiques.

La méthodologie d'établissement des courbes IDF proposée est constituée de trois étapes.

Dans la première étape on a choisi la distribution de probabilité la mieux appropriée à chaque série de hauteurs maximales annuelles des précipitations de courtes durées allant de 6 à 1440 min. En suite, on a calculé les quantiles correspondant à plusieurs périodes de retour spécifiées ( $T=2, 5, 10, 20, 50$  et  $100$  ans), en utilisant la distribution sélectionnée précédemment et enfin, on a modélisé les courbes IDF en ajustant les équations empiriques considérées aux quantiles estimés.

On a été montré, en appliquant les différents tests statistiques, que les valeurs maximales annuelles des précipitations de courte durée des stations Pont Bouchet ; Ain Assel et Guelma de la région Nord- Est Algérien, suivent les fonctions de distribution de GEV et de distribution Gumbel, avec la prédominance de la distribution de GEV. Cette prédominance peut être expliquée par la petite taille des échantillons de données pluviométriques des stations ( $n=28 ; n=32 ; n=27$ ). Ainsi, ce résultat démontre que l'approche statistique basée uniquement sur la loi Gumbel et utilisée habituellement dans le pays, n'est pas toujours adéquate aux maxima annuels des précipitations des stations considérées. La comparaison des valeurs des erreurs quadratiques moyennes relatives totales d'ajustement des trois modèles utilisés aux maxima annuels de trois stations, a montré que, le modèle à trois paramètres, modèle de Talbot, décrit plus aisément les intensités maximales annuelles des précipitations de la station Pont Bouchet et Ain Assel. Par contre, pour la station Guelma le modèle le mieux approprié est celui de Montana à deux paramètres.

**Références**

**Bibliographiques**

## Références bibliographiques

- [1] **Aris, K.** 2016. Modélisation des courbes IDF à travers les stations pluviométriques de la région Est du pays. MEMOIRE DE MAGISTER (ENSH).
- [2] **Audouard A., Hertig J.-A. & Fallot J.-M.**, 2006. Modélisation des précipitations extrêmes en suisse. Actes du 19ème colloque de l'association internationale de climatologie, Epernay, p. 83-88.
- [3] **Azzaz Rahmani**, 2016. Thèse de magister régionalisation de la sécheresse en Algérie orientale, 105p
- [4] **Abramowitz, M., Stegun, I. A.** (1965). Handbook of mathematical functions. Dovers, New York, p. 932.
- [5] **Achite, M., Meddi, N.**, 2005. Contribution à l'étude des courbes IDF dans la région de Chlef. Actes de la Conférence nationale sur l'eau et l'environnement (12-13 novembre). Biskra. Algérie.
- [6] **Alila, Y.** (2000) Regional rainfall depth–duration–frequency equations for Canada. *Water Resour. Res.* 36(7), 1767–1778.
- [7] **Amani, A. & Lebel, T.** (1998) Relationships between point rainfall, average sampled rainfall and ground truth at the event scale in the Sahel. *Stochastic Hydrol. Hydraul.* 12, 141–154.
- [8] **André Musy et Christophe Higy**, 2004 Hydrologie, une science de la nature. Coll. Gérer l'environnement, Presses polytechniques et universitaires romandes, Lausanne, 314 p.
- [9] **Barco, J., Chaouche, A.**, 2006. Incertitude de l'estimation des pluies extrêmes de la région méditerranéenne: illustration par les données de Marseille. *Hydrological Sciences Journal*, Vol.51(3), 389-405.
- [10] **Benabdesselam Tamara**, 2009. Techniques et stratégies durables pour la gestion des eaux pluviales.
- [12] **Benzarti Z.** (2003), L'intensité horaire de la pluie a Tunis Manoubia. Publication de l'Association Internationale de Climatologie 15: 287-294.
- [13] **Bernard Mohymont & Gaston R. Demarée** , (2006) Courbes intensité–durée–fréquence des précipitations à Yangambi, Congo, au moyen de différents modèles de type Montana [Hydrological Sciences Journal/Journal des Sciences Hydrologiques](https://doi.org/10.1623/hysj.51.2.239) 51(2):239-253 DOI: [10.1623/hysj.51.2.239](https://doi.org/10.1623/hysj.51.2.239)
- [14] **Bourrier, R.** (1981) *Les réseaux d'assainissement: calculs, applications et perspectives*. Technique et Documentation, Paris, France.
- [15] **Buishand, T. A.** (1989) The partial duration series method with a fixed number of peaks. *J. Hydrol.* **109**, 1–9. Coles, S. (2001) *An Introduction to Statistical Modelling of Extreme*

- Values*. Springer Series in Statistics, Springer-Verlag, Berlin, Germany.
- [16] **Chebbi A.** (2013), Optimisation du réseau pluviographique étude de cas du Nord de la Tunisie. Rapport de thèse de doctorat, Tunis: ENIT- LMHE.
- [17] **Chen C.L.** (1983), Rainfall intensity-duration-frequency formula. *Journal of Hydraulics Engineering* 109, n° 12: 1603-1621.
- [18] **Circulaire inter-ministérielle** (1981) Instruction technique relative aux réseaux d'assainissement des agglomérations Circulaire 77284/INT. Ministère de l'Intérieur, Direction Générale des Collectivités Locales, Ministère de la Culture et de l'Environnement, etc. Paris, Imprimerie Nationale, 4 fasc
- [19] **Cunderlik, J. M. & Ouarda, T. B. M. J.** (2006) Regional flood-duration- frequency modeling in the changing environment. *J. Hydrol.* 318, 276–291.
- [20] **Chocat, B.** (2009). Encyclopédie de l'hydrologie urbain et assainissement.
- [21] **Chumchean, S., Sharma, A. et Seed, A.,** 2006. An integrated approach to error correction for real-time radar-rainfall estimation. *Journal of Atmospheric and Oceanic Technology*, 23(1), 67-79.
- [22] **CSA** (Canadian Standard Association), 2012. Development, interpretation and use of rainfall intensity-duration-frequency (IDF) information: Guideline for Canadian water resources practitioners. Mississauga, Ontario, 2nd edition, 190 pages.
- [23] **Cunnane, C.** (1988). Methods and merits of regional flood frequency analysis. *J. Hydrol.* 100, 269–290.
- [24] **Darlymple, T.** (1960). Flood frequency methods. *US Geol. Survey Water Supply Paper 1543A*, 11–51.
- [25] **DEFRANCE**, 2009 ; Plan de prévention des risques naturels d'inondation (PPRNi) Brévenne –Turdine. Compte-Rendu de la 1ère réunion publique le 1er octobre 2009 à Tarare. Chef de Service Environnement Risques et Développement durable (SERDD). 16p.
- [26] **DESBORDES, M., 1987**, Contribution à l'analyse et à la modélisation des mécanismes hydrologiques en milieu urbain, Thèse , 242 p., Académie de Montpellier, Université des Sciences et Techniques du Languedoc.
- [27] **Djrboua, A.** (2001). *Prédétermination des pluies et crues extrêmes dans les Alpes franco-italiennes. Prédiction quantitative des pluies journalières par la méthode des analogues.* Thèse de Doctorat de l'Institut National Polytechnique de Grenoble, France.
- [28] **Djelloul F ., 2014** : Contribution A L'étude De La Relation "Pluie-Débit" : Cas De Quelques Sous Bassin Du Côtier Algérois. Mémoire De Master. Ecole Nationale Supérieure D'hydraulique -Arbaoui Abdellah , Blida.
- [29] **Descroix L., Diongue niang A., Panthou G., Bodian A., Sane Y., Dacosta H., Malam Abdou M., Vandervaere J.-P., Quantin G., 2015** :

- Evolution récente de la pluviométrie en Afrique de l'Ouest à travers deux régions : la Sénégalie et le bassin du Niger moyen. *Climatologie*, 12, 25-43.
- [30] **Di Baldassarre G., Brath A. et Montanari A.** (2006\_a) , Reliability of different depth-duration-frequency equations for estimating short-duration design storms. *Water Resources Research* 42, n° 12.
- [31] **Di Baldassarre G., Castellarin A. et Brath A.** (2006\_b), Relationships between statistics of rainfall extremes and mean annual precipitation: an application for design-storm estimation in northern central Italy. *Hydrology Earth System Sciences* 10: 589-601
- [32] **Duband, D.**, 1979. Rationalisation d'un réseau de mesure. Rapport présenté au cours du stage de perfectionnement pour ingénieurs et cadres « Critique et analyse de données hydrométéorologiques, chronologique et spatiales ». Institut National Polytechnique, Grenoble
- [33] **DVWK ., 1995 : Malek hamza ,2014.** Estimation du débit de crue par un modèle pluie-Debit cas du bassin versant de boukerdan w.Tipaza mémoire de magister. École nationale supérieure d'hydraulique -Arbaoui Abdallah Blida
- [34] **El-Adlouni S., Ouarda T. B. M. J.** (2008), Comparaison des méthodes d'estimation des paramètres du modèle GEV non stationnaire. *Revue des sciences de l'eau* 21, n° 1: 35-50.
- [35] **Eichert B.S., Knidler J., Shultz G. A., Sokolov A.** (1985). Méthodes de calcul pour les Etudes hydrologiques concernant l'aménagement des eaux. *Etudes et rapports d'hydrologie* 38, Unesco, Paris, 121 p.
- [36] **Fisher R. A., Tippett L. H. C.** (1928), Limiting forms of the frequency distribution of the largest or smallest member of a sample. *Proceeding of The cambridge Philosophical Society*: 180-190.
- [38] **Frigui H. L. et Touzi S.** (2009), L'Etat des ressources en eaux au Maghreb en 2009. Chapitre 7 : Caractérisation des événements extrêmes en Tunisie et possibilités de la maîtrise des excédents pour une gestion durable de la ressource. Édité par UNESCO. Rabat: Cluster Office for the Maghreb- PHI. 107-122.
- [39] **Garcia-Bartual, M., Schneider, H.**, 2001. . Estimating maximum short-duration rainfall intensities from extreme convective storms. *Physics and Chemistry of the Earth, Part B: Hydrology, Oceans and Atmosphere*, Vol.26(9), 675-681.
- [40] **Ghanmi H ., 2014 :** Estimation Des Courbes Intensité-Durée-Aire Fréquence (Idaf) De La Région De Tunis Dans Un Contexte Multifractal, Thèse De Docteur, Physique Atmosphérique Et Océanique [Physics.Ao-Ph]. Université Versailles Saint-Quentin-En-Yvelines; Université Tunis El Manar, 2014. Français.
- [41] **GRAY. D. M** Manuel des principes d'hydrologie Secrétariat, Comité national canadien de la décennie hydrologique internationale, OTTAWA, 1972.

- [42] **Grosse, J. Y., Givone, C., Givone P., Colin, E., Oberlin, G. & Schwartz, J.** (1980) Crues et assainissement. Analyse des pluies de 1 à 10 jours sur 300 postes métropolitains. *La Météorologie*, VIe série 20/21, 161–168.
- [43] **Guo, A.**, 1990. A discussion on unbiased plotting positions for the extreme value distribution. *Journal of Hydrology*, Vol.121 (1-4), 33-44.
- [44] **Gupta, V. K. & Waymire, E.** (1998) Scale invariance and regionalization of floods. In: *Scale Dependence and Scale Invariance in Hydrology* (ed. by G. Sposito). Cambridge University Press, Cambridge, UK.
- [45] **Haché, M., Perreaul, L., Remillard, L. & Bobée, B.** (1999). Une approche pour la sélection des distributions statistiques: application au bassin du Saguenay. *Can. J. Civ. Eng.* (26), 216-225.
- [46] **Hémain J.-C.** (1986). Modélisation de l'écoulement dans les réseaux. Guide de construction et d'utilisation des pluies de projet. STU, Paris, 63 p.
- [47] **Hosking, J. R. M. & Wallis, J. R.** (1993). Some statistics useful in regional frequency analysis. *Water Resource Research*. 29(2), 271–281.
- [48] **Hosking, J. R. M.** (1999). L-moments: analysis and estimation of distribution using linear combination of order statistics. *J. Roy. Statist. Soc. Ser. B* 52(1), 105-125.
- [49] **Hubert P.** (2005), La prédétermination des crues. *C. R. Geoscience*: 337 219–227.
- [50] **Hugo, G.** (2000). Modélisation stochastique de la pluie à l'aide de modèles invariants d'échelle. Université du Québec INRS-Eau .90p.
- [51] **Jenkinson, A. F.** (1955). The frequency distribution of the annual maximum (or minimum) values of meteorological event. *Quart. J. Roy. Met. Soc.* 81, 158–171.
- [52] **J.-L. Bertrand-Krajewski ., 2007** : URGC Hydrologie Urbaine, INSA de Lyon
- [53] **José L ., 199** : hydrologie générale principes et application page 459 -460.
- [54] **Kasmi Mouloud**, 2012. Contribution méthodologique de la modélisation de l'intensité de pluie de courte durée.
- [55] **Khelfi Mohamed El Amine**, 2012 ; pour obtenir le grade de l'Etude comparative des différentes méthodes pour la construction des Courbes Intensité-Durée- Fréquence, en insuffisance de données et sous différents étages bioclimatiques, Mémoire de magistère (ENSH).
- [56] **Kieffer, W. A.** (1998) Etude des précipitations exceptionnelles de pas de temps court en relief accidenté (Alpes françaises). Méthode de cartographie des précipitations extrêmes. Thèse de Doctorat de l'Institut National Polytechnique de Grenoble, France.

- [58] **Koutsoyiannis, D.**, 2003. On the appropriateness of the Gumbel distribution for modelling extreme rainfall, Proceedings of the ESF LESC Exploratory Workshop, Hydrological Risk: recent advances in peak river flow modelling, prediction and of land-use and climate changes. European Science Foundation, Nat. Res. Council of Italia. University of Bologna.
- [59] **Koutsoyiannis, D., Kozonis, D. & Manetas, A.**, 1998. A mathematical framework for studding rainfall intensity-duration-frequency relationships. *Journal of Hydrology*, Vol.206, 118-135.
- [60] **LAHAYE, J.P., MBUNIBR, M., TARTBS, R.**, 1980, Méthodes d'étude des pluies de courte durée, *La Météorologie*, Série VI (20)..
- [61] **Laborde, J. P. (2000)**. Eléments d'hydrologie de surface. Université de Nice – Sophia Antipolis. France (pp. 204).
- [62] **Laouacheria F., Kechida S. & Chabi M.**, 2019. Modeling the impact of design rainfall on the urban drainage system by Storm Water Management Model. *Journal of water and land development*, Vol.40 (I-III), 119-128.
- [63] **Langousis A. et Veneziano D.** (2007), Intensity-Duration-Frequency Curves from Scaling Representations of Rainfall. *Water Resources Research* 43, no. 2.
- [64] **LIMAS. J** Hydrologie générale: Principes et Applications. Edition GAETAN Morin Quebec, 1985
- [65] **Mailhot, A., Duchesne, S., Caya, D. & Talbot, G.** (2007). Assessment of future change in Intensity-Duration-Frequency (IDF) curves for Southern Quebec using the Canadian Regional Climate Model (CRCM). *J. Hydrol.*, **347**(1-2), 197–210, doi:10.1016/j.jhydrol.2007.09.019.
- [66] **Menasria Amine**, 2016. courbes IDF pour les stations pluviométriques de la région centre de l'Algérie du nord.
- [67] **Meylan, P., Musy A. (1999)**. Hydrologie fréquentielle, Editions HGA, Bucarest.
- [68] **MIQUEL Jacques**, Guide pratique d'estimation des probabilités de crues. Ed EROYELLES, Paris, 1984.
- [69] **MITICI.C**, Sur une nouvelle méthode de calcul des débits d'orage et des hydrogrammes de ruissellement dans les bassins de drainage urbains. Série TSM-L'EAU Février 1974.
- [70] **Mohymont, B., Demaree, G.R. & Faka D.N.**, 2004. Establishment of IDF curves for precipitation in the tropical area of Central Africa; comparison of techniques and resultants. *Nat. Hazards and Earth System Sciences*, Vol.4, 375-387.
- [71] **Mohymont, B., Demaree, G.R.**, 2006. Courbes intensité-durée-fréquence des précipitations de Yangambi, Congo, utilisant différents modèles de type Montana. *Hydrological Sciences Journal*, Vol.51 (2), 236-253.

- [72] **Muller, A., Barco, J-N. & LANG, M.,** 2008. Comparaison bayésienne de différentes relations durée-fréquence des profondeurs pluviométriques. *J. Stochastic Environmental Research and Risk Assessment* 22 (1), 33-46
- [73] **Musy, A., Higy C.** (2003). *Hydrologie une science de la nature*. Presse polytechnique et universitaire de romande. Première édition ISBN 2-88074-546-2. 309p.
- [74] **Neimczynowicz J.** (1982), Areal intensity-duration-frequency curves for short term rainfall events. *Nordic Hydrology* 13, n° 4: 193-204.
- [75] **OMM,** 1994. Organisation météorologique mondiale. Guide des pratiques hydrologique: Acquisition et traitement des données, analyses, prévision et autres applications.
- [76] **Onibon, H., Ouarda, T.B.M.J., Barbet, M., St-hilaire, A., Bobee, B. & Bruneau, P.,** 2004. Analyse fréquentielle régionale des précipitations journalières maximales annuelles au Québec, Canada. *Hydrological Sciences Journal*, Vol. 49(1), 717-735.
- [77] **Ouarda, T. B. M. J., Lang, M., Bobée, B., Bernier, J. & Bois, P.** (1999) Synthèse de modèles régionaux d'estimation de crue utilisés en France et au Québec. *Rev. Sci. Eau* 12(1), 155–182.
- [78] **Oucherif, A.** (2012). Choix du modèle fréquentiel adéquat par minimisation des critères pénalisés AIC-BIC. Projet de fin d'études (Ingéniorat), Ecole Polytechnique, El Harrach-Alger.
- [79] **Pire, J., Berruex, M. & Quoidbach, J.** (1960) L'intensité des pluies au Congo et au Ruanda-Urundi. Mémoires-Collection in-4°, Livre VI, Fascicule 1, Classe des Sciences Techniques, Académie Royale des Sciences d'Outre-Mer.
- [80] **Piroton M., EripicumS., Archambeau P., Detrembleur S., Fraikin C. & Dewals B.,** 2003. Le modèle Wofl: Outil de modélisation d'écoulement de crue, de dimensionnement et de gestion des ouvrages hydraulique. *Tribune d'eau*, Editions CEBEDOC, 56: 624/4. Belgique.
- [81] **PUECH.C, CHABI-GONNI.D,** Méthode de calcul des débits de crue décennale pour les petits bassins versants en Afrique de l'Ouest et Centrale Ed CIEH Série Hydrologie ( 2ed).
- [82] **Raiford, J. P., Aziz, N. M., Khan A. A., Powell, D. N.** (2007). Rainfall Depth-Duration-Frequency Relationships for South Carolina, North Carolina, and Georgia. *American Journal of Environmental Sciences* 3 (2): 78-84.
- [83] **Receanu R.G., Hertig J-A. & Fallot J-M.,** 2009. Modélisation spatiale et temporelle des précipitations pour l'estimation des crues extrêmes dans les alpes. *Publications de l'Association Internationale de Climatologie*, 23: 383-389.
- [84] **Réméniéras, G.** (1972) *L'Hydrologie de l'Ingénieur* (troisième édnd). Collection du Centre de Recherches et d'Essais de Chatou, Eyrolles, France.

- [85] **RODIER AUVRAY**, Estimation des débits de crue décennale pour les bassins versants de superficie inférieure à 200 km<sup>2</sup> en Afrique Occidentale. ORSTOM Publication CIEH 1965.
- [86] **RODIER.J, MEUMIER.M, PUECH.C**, Le point sur les méthodes de calcul des débits de crues décennales en Afrique de l'Ouest et Afrique centrale. Bulletin de liaison au CIEH, n058 octobre 1984.
- [87] **RODIER (J-A)** , Caractéristiques des crues des petits bassins versants représentatifs au sahel. ORSTOM. Series hydrologie Vol XXI, n02 1984-1985.
- [88] **Ruwet, A., Sengele, N., Agana, P. & Totiwe, T.** (1985) Paramètres moyens et extrêmes principaux du climat des stations du réseau INERA, Tome 1 (troisième éd.). Institut National pour l'Etude et la Recherche Agronomiques (INERA), Section de Climatologie, Yangambi, République du Zaïre.
- [89] **SALAHEDDINE EL ADLOUNIET BERNARDBOMBEE**, 2014 ; Analyse fréquentielle hydrologique : logiciel HYFRAN-Plus (version-V2.1).
- [90] **SARR DJBRIL**, Courbes Intensité-Durée-Fréquence pour Dakar, Projet de fin d'études 198
- [91] **Sisson, S.A., Pericchi, L.R. & Coles, S.G.**, 2006. A case for a reassessment of the risks of extreme hydrological hazards in the Caribbean. *Stochastic Environmental Research and Risks Assessment*, Vol.20 (4), 296-306.
- [92] **St-Hilaire A., Ouarda, T. B. M. J., Lachance, M., Bobée, B., Barbet, M. & Bruneau, P.** (2003) La régionalisation des précipitations: Une revue bibliographique des développements récents. *Rev. Sci. Eau* 16, 27–54.
- [93] **Van Dijk, A.I.J.M. et Renzullo, L.J.**, 2010. Water resource monitoring systems and the role of satellite observations. *Hydrol. Earth Syst. Sci. Discuss.*, 7, 6305–6349.
- [94] **Veneziano, D., Furcolo, S.**, 2002. Multifractality of rainfall and scaling of intensity-duration-frequency curves. *Water Resources Research*, Vol.38 (12), 4201-4212.
- [95] **Wallis J.R., Schaefer M.G., Barker B.L., G.H. Taylor** (2007). Regional precipitation-frequency analysis and spatial mapping for 24-hour and 2-hour durations for Washington State. *Hydrol. Earth Syst. Sci.* 11(1): 415-442.
- [96] **Zoubida Boukhaloua.**(2007) Les courbes intensité durée fréquences exemples d'Alger et d'Oran. IHFR d'Oran, 2007.
- [97] **ZOBIRI FOUZIA**, 2012 ;développement des courbes IDF dans la région centre-ville de soumaa, mouzaia et oued zeboudj ,mémoire magister (ENSH).
- [98] **Zobiri F., 2012** : le développement des courbes IDF dans la région centre ville de Soumaa Mouzaia et Oued Zeboudje