

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلم

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



## **Mémoire de Master**

Présenté à l'Université de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Hydraulique

Option : Hydraulique Urbaine et techniques des eaux

Présenté par : **BENZAID BARIZA**

---

---

**Thème : ETABLISSEMENT DES COURBES IDF  
ET DE LA PLUIE DE PROJET POUR LE BASSIN  
DE GUELMA**

---

---

Sous la direction : **MENSOURI RACHID**

**Juin 2015**

---



## Remerciement

Avant de commencer la présentation de ce travail, je profite de l'occasion pour remercier toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce projet de fin d'études.

Je tiens à exprimer mes vifs remerciements pour mon encadreur DR MENSOURI RACHID qui ma fait bénéficier de ses expériences et ses précieux conseils.

Je tiens aussi à remercier les enseignants de l'hydraulique et génie civil.

Je tiens aussi à remercier la directrice de DREG pour le bon accueil.

Je tiens aussi à remercier monsieur MAIZI TAHAR mon encadreur de stage qui ma fait bénéficier de ses conseils.

Je tiens aussi à remercier les services de la mobilisation et d'assainissement (DREG)

**BENZAID BARIZA**

## Dédicaces

Que ce travail témoigne de mes respects :

### **A mes parents:**

Grâce à leurs tendres encouragements et leurs grands sacrifices, ils ont pu créer le climat affectueux et propice à la poursuite de mes études .Aucune dédicace ne pourrait exprimer mon respect, ma considération et mes profonds sentiments envers eux. Je prie le bon Dieu de les bénir, de veiller sur eux, en espérant qu'ils seront toujours fiers de moi.

A zouzou qui ma fait beaucoup de chose et sa famille

A mon grand père Zidane omar abda

A mes sœurs : DALEL et son mari Saad, LINDA et son mari MEHDI et MALEK

A mes frères : RAFIK et sa femme SABRINA, FATEH et sa femme NEDJWA

AUX petits anges de mon cœur : YARA, ARWA INESSE, RAFIF, DADI,

LOUDJI, ANISSE et ROEYA

A NOUR ELHASSENE et MONDER et KARIM et Abdou

A mes tantes et mes oncles

A mes cousins et mes cousines.

A mes amies et mes voisines.

A toute la famille BENZAID ET OMAR ABDA

**BENZAID BARIZA**

## **Sommaire :**

Résumé.

1- introduction et objectifs.

1.1 Approche de type rationnel.

1.2 Approche "pluie de projet.

## **Chapitre I : Description de la Zone de Guelma :**

I.1 SITUATION GEOGRAPHIQUE.....page(1)

I.2 CARACTERES PHYSIQUES GENERAUX .....page(2)

I.2.1 OROGRAPHIE.....page(2)

I.2.2 HYDROGRAPHIE.....page(2)

I.2.3 Hydrogéologie .....page(3)

I.2.4 Hydrologique .....page(4)

I.3 Principaux Oueds.....page(5)

I.4 Barrages existants .....page(5)

I.5 le Climat .....page(5)

## **Chapitre II: Mesures de la Pluie et Acquisitions des Données**

INTRODUCTION.....page(7)

II.1. Acquisition, traitement et valorisation des données

pluviométriques à faible pas de temps.....page(7)

II.1.1 Aperçu historique sur la mesure de la pluie .....page(7)

II.1.2 Acquisition des données pluviométriques .....	page(10)
II .1.2.1 Principe de mesure .....	page(10)
II 1.2.2 Pluviomètres.....	page(10)
II .1.2.3 Installation d'un pluviomètre .....	page(13)
II 1.2.4 Le pluviographe .....	page(14)
II 1.2.4.1 Incertitude, sensibilité du capteur .....	page(17)
II 1.2.4.2 Autres types de pluviographes .....	page(19)
II.1.2.4.3 Variabilité spatiales de la pluie et densité des pluviographes .....	page(23)
II.1.2.5 Dépouillement des pluviogrammes .....	page(25)
II.1.2.6 Hyétogramme.....	page(26)
II.1.2.7 L'intensité maximale .....	page(27)
II.1.3 Traitement statistique des données pluviométriques .....	page(28)
II.1.3.1. Définitions de l'intensité maximale par événement .....	page(28)
II.1.3.2 Présentation des analyses des données pluviométrique .....	page(29)
II.1.3.3 Analyse analytique des pluies .....	page(30)

## **Chapitre III : Les Courbes IDF**

Introduction .....	page(32)
III.1 définition des courbes IDF .....	page(32)
III.2 La période de retour .....	page(36)
III.3 Les données analysées pour construire une courbe IDF .....	page(40)
III.4 Etablissement des courbes IDF.....	page(41)

III.5 Application pour l'établissement des courbes IDF .....	page(45)
III.5.1 Transformation des données 24 heures en données de courtes durées.....	page(45)
III.5.2 Test d'homogénéité.....	page(47)
III.5.2.1 Tests graphiques.....	page(47)
III.5.2.2 Tests numériques .....	page(48)
III.5.3 choix du test .....	page(51)
III.5.3.1 Erreur du test statistique .....	page(51)
III.5.3.2 Robustesse du test statistique .....	page(51)
III.5.3.3 Puissance du test statistique .....	page(52)
III.5.4 Application .....	page(54)
III.5.4.1 Calcul des moments et des paramètres de la loi de Gumbel.....	page(56)
III.5.4.2 Calcul des hauteurs maximales de pluie.....	page(57)
III.5.4.3 Détermination des logarithmes de la durée (D) et de la hauteur de pluie hmax .....	page(57)
III.5.4.4 Ajustement de la loi de Gumbel.....	page(58)

## **Chapitre IV: Les hyétogrammes synthétiques des pluies de projet.**

Introduction .....	page(66)
IV.1 La pluie de projet .....	page(66)
IV.2 Types de pluie de projet .....	page(67)
IV.2.1 PLUIE DE TYPE BLOC.....	page(68)
IV.2.2 LA PLUIE DE PROJET DOUBLE TRIANGLE.....	page(68)
IV.2.3 pluie type chicago.....	page(71)
IV.3 Application .....	page(77)
IV.3.1 Paramètres du modèle.....	page(83)

**Conclusion.....page(87)**

**Références bibliographiques**



## Liste des tableaux

Tableau II.1 : mesures de pluie annuelle selon Mishnah en Palestine.....	page(8)
Tableau II.2: résolution des pluviographes en fonction de la surface de réception et de la masse nominale de l'auget.....	page(16)
Tableau II.3 : Relation entre intensité et qualificatif pour la pluie et la bruine.....	page(18)
Tableau II.4: critères de choix des appareils de mesures de la pluie.....	page(22)
Tableau II.5: densités de pluviographes d'après Paturel <i>et al.</i> (1986).....	page(24)
Tableau II.6: la lame d'eau tombée par unité de temps et caractérise une énergie provoquée par la hauteur de pluie $\Delta h$ de durée, $\Delta t$ .....	page(26)
Tableau III.1: relation entre période de retour $T$ (en années), probabilité De dépassement.....	page(38)
Tableau.III.2 : Détermination des coefficients a et b.....	page(43)
Tableau .III.3: Pluies annuelles maximales de 24 heures.....	page(45)
Tableau.III.4: Pluies pour différentes durées.....	page(46)
Tableau.III.5 : test d'hypothèses.....	page(50)
Tableau.III.6 : Moments des hauteurs maximales de pluie (mm).....	page(56)
Tableau.III.7 : Paramètres de la loi de Gumbel.....	page(56)

Tableau.III.8: Hauteurs maximales de pluie pour des durées  
allant de 1 à 24 heures.....page(57)

Tableau .III.9 Logarithmes de la durée (D) et de la hauteur de pluie hmax.....page(57)

Tableau.III.10 Paramètres de la fonction IDF.....page(58)

Tableau.III.11 : Hauteurs de pluie pour des durées allant de 0.5 à 10 heures.....page(63)

## Liste des figures

Figure I. 1 : Réseau hydrographique.....	page(1)
Figure I.2 : communes limitrophes de Guelma.....	page(2)
Figure II.1 : principe du pluviomètre.....	page(11)
Figure II.2 : Le pluviomètre.....	page(12)
Figure II.3 : Détermination de la hauteur des précipitations,.....	page(13)
Figure II.4 : Schéma illustrant la classe 1 du pluviomètre (installation idéale).....	page(14)
Figure II.5.6.7.8: principe de fonctionnement d'un pluviographe à augets basculants.....	page(15)
Figure II.9: Schéma d'un transducteur.....	page(17)
Figure II.10 : Schéma illustrant les perturbations dues au vent.....	page(18)
Figure II.11 : Pluviographe à siphon (boitier ouvert).....	page(20)
Figure II.12: pluviographe à bascule.....	page(21)
Figure II.13: L'enregistrement d'un pluviogramme.....	page(26)
Figure II.14 : hyétogramme incrémental.....	page(27)
Figure II.15: Définition des épisodes et des averses selon les principes d'aménagement.....	page(29)
Figure. III.1: Détermination de la période de retour.....	page(37)
Figure.III.2 : Courbes IDF (Avec $T1 < T2 < \dots < Tk$ ).....	page(39)

Figure.III.3 : Abaque pour des durées inférieure à 5 minutes.....	page(42)
figure.III.4: Ajustement des échantillons à la loi de Gumbel.....	page(63)
figure.III.5 : Les équations reliant les intensités aux durées et fréquences.....	page(64)
figure.III.6: courbes IDF pour la zone d'étude (Guelma).....	page(65)
Figure. IV.1: Pluie de type bloc.....	page(68)
Figure. IV.2: Exemple de pluie de projet double triangle.....	page(70)
Figure. IV.3 : la pluie Chicago.....	page(72)
Figure. IV.4: Courbe $i(t)$ de type Chicago obtenue à partir de la courbe IDF.....	page(76)
Figure. IV.5: Pluie de type Chicago centrée et discrétisée au pas de temps 15 .....	page(77)
Figure. IV.6: la capacité d'infiltration ruisselle et tout ce qui se trouve en dessous s'infiltré dans le sol.....	page(83)

## المخلص

المطر هو ظاهرة عشوائية في طبيعتها. على الرغم من أن الأرصاد الجوية تتنبأ بحدوثه على المدى القصير، فإنه لا يزال من المستحيل معرفة مقدما عمق وحجم وكثافة هذه الأمطار.

تسجيل المطر باستخدام مقياس المطر يوفر كل هذه البيانات وإنشاء ما يسمى بالمنحنيات والتمثيلات البيانية التي تعتبر ضرورية لفهم ظواهر الجريان السطحي. أحداث الأمطار الأكثر أهمية في مجال الري لشبكات الصرف الصحي هي في الأساس نوع من الأحداث العاصفة، التي هي بطبيعتها محلية جدا، وبالتالي يكون احتمال ضعيف جدا ان تحدث عندما يكون هناك مقياس المطر ويستنتج أنه في كثير من الحالات بان بيانات هطول الأمطار المحلية على شبكة الصرف الصحي نادرا ما تكون كافية في وقت التسجيل في الموثوقية والدقة لتكون قادرة على العمل وضبط النماذج. ولذلك كان من الضروري إنشاء أمطار وهمية، وتدعى "أمطار المشروع" المعرفة من قبل التمثيلات البيانية الاصطناعية ويعادل إحصائيا للأمطار الحقيقية، على الرغم من أنها لم تلاحظ أبدا. وتهدف للتمثيل من طرف حدث فريد من نوعه، بدرس خصائص الأمطار المحلية التي تؤثر على نظام الصرف الصحي.

هناك طرق مختلفة لتطوير امطار المشروع وكلها تركز على التحليل الإحصائي لأحداث الأمطار الفعلية.

البيانات الأساسية هي منحنيات (الشدة - المدة - التردد) ومن المهم أن يتم تطوير هذه المنحنيات من البيانات المتاحة على مدى فترات طويلة. وفي هذا الصدد سوف نقوم بإنشاء منحنيات (الشدة - المدة - التردد) لمنطقة قائمة ودراسة "أمطار المشروع"

## Résumé :

La pluie est un phénomène aléatoire par nature. Bien que la météorologie sache en prévoir l'occurrence à plus ou moins brève échéance, il demeure impossible d'en connaître à l'avance la durée, le volume et l'intensité. L'enregistrement d'une pluie par un pluviographe permet d'obtenir l'ensemble de ces données et le hyétogramme  $i(t)$ . Un tel hyétogramme est indispensable pour appréhender les phénomènes de ruissellement pluvial : il servira comme valeur d'entrée dans les modèles.

Les événements pluvieux les plus critiques du point de vue hydraulique pour les réseaux d'assainissement sont essentiellement les événements de type orageux, qui sont par nature très localisés et qui ont donc une probabilité très faible de se produire là où se trouve un pluviographe. Il résulte de ces deux constatations que, bien souvent, les données pluviométriques locales sur un réseau d'assainissement sont rarement suffisantes, tant en durée d'enregistrement qu'en fiabilité et en précision pour pouvoir faire fonctionner et ajuster des modèles. On a donc été amené à établir des pluies fictives, appelées « pluies de projet », définies par un hyétogramme synthétique et statistiquement équivalentes aux pluies réelles, bien que jamais observées. La pluie de projet vise ainsi à représenter, par un événement unique, les caractéristiques d'une pluviométrie locale qui affecte le réseau d'assainissement étudié.

Il existe différentes méthodes d'élaboration des pluies de projet, toutes fondées sur une analyse statistique des événements pluvieux réels. Les données de base sont les courbes IDF (Intensité - Durée - Fréquence). Il importe pour cela que les courbes IDF soient établies à partir de données disponibles sur de longues périodes. C'est dans cette optique que s'inscrit ce travail. Il s'agit dans un premier temps de construire les courbes IDF pour le bassin de Guelma, et par la suite établir les pluies de projets correspondantes.

## **ABSTRACT:**

The rain is a random phenomenon in its nature. Although meteorology knows predict the occurrence in more or less short term, it remains impossible to know in advance its depth, volume and intensity. The registration of a rain by using a rain gauge provides all of these data and the establishment of so-called hyétogramme  $i(t)$ . Such hyétogramme is essential to understand the runoff phenomena: it will serve as an input value in the models.

Hydraulically the most critical rainfall events for the design of sanitation sewer are essentially the type of storm events, which are by nature very localized and therefore have a very low probability to occur where there is a rain gauge.

It follows from these findings that in many cases, that local rainfall data on a sewerage system are rarely sufficient regarding their recording time, reliability and accuracy to operate and adjust the models. So it has been necessary to establish fictitious rains, called "Design storm," defined by a synthetic hyétogramme and statistically equivalent to the actual rainfall, and which although never observed. The Design storm aims to represent, for a unique rainfall event, the characteristics of the local rainfall that affects the studied sewer system.

There are several methods for the establishment and construction of the Design storm; all these methods are based on a statistical analysis of actual rainfall events. The basic data are IDF curves (Intensity - Duration - Frequency). It is that the construction of the IDF curves should be made from data available over long periods. It is in this context that this work is to be carried out. For the Guelma catchment, in a first step the IDF curve are constructed, and then in a second step set the corresponding Design storm is developed.

### 1. Introduction et Objectifs

Les enjeux économiques que représente la gestion de l'eau en milieu urbain nécessitent une meilleure connaissance de l'hydrosystème urbain particulièrement vulnérable aux aléas climatiques. L'hydrologie urbaine liée à l'assainissement pluvial a pour but la connaissance du fonctionnement d'un réseau d'assainissement et de ses ouvrages annexés (bassins de rétention, stations d'épuration, déversoirs d'orage, etc.) afin d'assurer une bonne gestion de l'ensemble. Atteindre cet objectif nécessite l'étude d'un grand nombre de thèmes et surtout la connaissance ou une bonne représentation des trois phénomènes suivants:

- La pluie.
- Le ruissellement.
- Les écoulements dans le réseau

La pluie est un phénomène par essence mal connu, il dépend d'un nombre important de paramètres qui dépassent l'échelle de l'hydrologie urbaine. Le ruissellement est fonction des éléments constituant le bassin versant et de divers autres facteurs (rétention, évaporation, imperméabilisation, etc.). Les écoulements dans le réseau sont directement liés à la structure et à la taille du réseau. Il est important de souligner ici la nécessaire homogénéité qu'il faut respecter entre le niveau de connaissance requis pour ces trois phénomènes. En effet, à quoi sert une modélisation hypersophistiquée de l'écoulement hydraulique dans le réseau si à l'amont la pluie est très mal représentée.

L'optimisation de la gestion des eaux pluviales est une réponse aux préoccupations actuelles des gestionnaires des réseaux d'assainissement. Cette optimisation nécessite une connaissance plus fine du phénomène des précipitations à des faibles échelles de temps et d'espace. S'agissant du dimensionnement d'un collecteur à l'exutoire d'un bassin versant, l'information la plus importante à estimer est le débit à évacuer, variable fortement corrélée avec l'intensité moyenne maximale sur une durée caractéristique du bassin versant pour une période de retour donnée. Les courbes intensité-durée-fréquence sont bien adaptées à ce genre d'application.

Les mesures pluviométriques adaptées aux exigences de l'hydrologie urbaine (densité des réseaux, pas de temps d'intégration, etc.), permettant une vraie connaissance du phénomène, sont encore très rares et les séries de mesures dépassent rarement dix ans. Ainsi, pendant très longtemps et jusqu'à ces dernières années, l'intégration de l'information pluviométrique locale



dans le schéma général de l'assainissement pluvial était réalisée par l'intermédiaire d'une modélisation souvent très simplificatrice.

La modélisation de la pluie a évolué au fil des ans en fonction des besoins formulés par les gestionnaires de l'eau en milieu urbain et des données disponibles. On a toujours cherché à extraire, à partir des séries ponctuelles, les éléments supposés caractéristiques de la pluviométrie locale, susceptibles d'interpréter les comportements des unités hydrologiques. La modélisation de la pluviométrie en un point  $j$  d'une surface donnée vise à caractériser la pluie en ce point. Cette caractérisation peut être étendue à une zone plus au moins grande autour du point  $j$ . Cette zone détermine la surface d'influence de la mesure ponctuelle, elle dépend essentiellement de l'hétérogénéité du phénomène des précipitations.

Les modèles utilisés pour caractériser la pluviométrie sont multiples et très variés, ils sont de type déterministe, probabiliste ou conceptuel. Une classification de ces modèles en fonction de leurs modes d'élaboration a été donnée par Desborde, (1987). Nous opérons ici une classification suivant le type d'approche utilisé, nous essayerons de dégager comment ces types d'approche ont évolué en fonction des besoins de l'hydrologie urbaine et des données disponibles.

### **1.1 Approche de type rationnel**

En hydrologie urbaine les courbes intensité-durée-fréquence ont été jusqu'aux années soixante les seuls modèles d'intégration des caractéristiques de la pluviométrie locale dans les modèles de calcul des débits de pointes. En effet, à cette époque, en raison de la faible extension des agglomérations urbaines et du surdimensionnement des organes d'évacuation des eaux pluviales, les problèmes d'inondation ou de débordements étaient presque inexistantes et la gestion de l'eau pluviale en milieu urbain se limitait à l'estimation du seul débit maximal à l'exutoire du bassin versant rattaché à une période de retour. Ainsi les modèles de calcul des pointes de débit représentent la pluie par la seule valeur de l'intensité moyenne maximale mesurable à partir des courbes intensité-durée-fréquence. C'est le développement des modèles de type rationnel avec le modèle de Caquot particulièrement utilisé en France.

### **1.2 Approche "pluie de projet" :**

Depuis 1970, l'assainissement doit faire face à de nouveaux problèmes liés au développement incessant des villes et à l'insuffisance des réseaux existants. La formule de Caquot devient

## Introduction générale

---

inopérante vis-à-vis des ces nouveaux problèmes. En effet, l'intensité moyenne maximale est insuffisante pour caractériser la pluie et si l'on veut par exemple dimensionner un bassin de rétention ou faire un diagnostic de réseaux complexe; il faudrait au moins disposer d'un hyétogramme (intensité en fonction du temps) complet qui soit représentatif de l'ensemble de la pluviométrie pour l'objectif poursuivi. Une première réponse à ces nouveaux besoins fut l'élaboration de pluies de projet.

Une pluie de projet est constituée par un hyétogramme fictif ou parfois réel qui est censé représenter la pluviométrie locale. On lui affecte une période de retour qui est celle d'un ou plusieurs de ses éléments constitutifs (hauteur total précipitée, intensité moyenne maximale, etc.). On admet que la période de retour des caractéristiques du ruissellement (débit maxi, volume, etc.) soit égale à celle de la pluie de projet qui lui a donné naissance.

Le développement du concept de pluie de projet est rendu possible grâce au développement des modèles de ruissellement capables de reproduire la transformation complète d'un hyétogramme en hydrogramme. Cette évolution des modèles de ruissellement, adaptée aux nouveaux besoins des gestionnaires des réseaux d'assainissement, n'a pas été suivie par l'effort nécessaire au niveau de la mesure pluviométrique. Pendant longtemps, les mêmes séries de mesures pluviométriques utilisées pour la détermination des courbes intensité-durée-fréquence, pour les besoins des modèles rationnels, ont été utilisées pour la construction des pluies de projet. Ainsi, la majorité des pluies de projet repose sur une transformation des courbes intensité-durée-fréquence en hyétogrammes.

On peut distinguer dans cette catégorie:

- les pluies de projet synthétiques
- les pluies de projet réelles ou historiques

Les données utilisées dans cette étude proviennent de la banque pluviométrique de la direction des ressources en eaux Guelma (DREG).

Ainsi en utilisant ces données les courbes IDF seront construites et les pluies de projet seront établies.

Dans un premier temps il sera question de contrôler la qualité des données utilisées. Il sera question, e, particulier de les vérifier quant a leur homogénéité. Par la suite les données de 24 heures seront converties en pluies de courtes durées. Ces dernières seront soumises à une

## Introduction générale

---

étude statistique, dans laquelle elles seront ajustées à la loi de Gumbel. Les résultats de l'analyse statistiques seront exploités pour établir les courbes IDF en utilisant la loi de Montana.

Enfin les pluies de projet seront établies, te ce a l'aide de la pluie de type Chicago.

## I.1 Situation Géographique

La ville Guelma se situe au Nord – Est algérien, à environ 60 km au sud de la ville de Annaba, au cœur d'une grande région agricole à 290 m d'altitude, formant une cuvette entourée par les monts Constantinois (Aouara, Debbagh, Mahouna); elle s'étend le long de la vallée de l'oued Seybouse orienté sensiblement Est- Ouest dans le bassin de Guelma. La plaine alluviale est limitée au Nord-ouest par les reliefs du djebel Debbagh (1408m); au Nord par les massifs boisés de l'Aouara (932m) et de Béni- Mazzeline; au Sud par le djebel Mahouna (1411m) et à l'Est par un resserrement de la vallée près de la station de Nador.

Le bassin de Guelma est localisé dans la zone tellienne de la chaîne alpine de l'Algérie du nord-orientale. Il a une forme allongée d'Est en Ouest sur 20 km de long et de 3 à 10 km de large. Cette zone est constituée d'un ensemble de terrasses emboîtées les unes aux autres correspondant à une dépression de 50 km<sup>2</sup> de surface (Gaud, 1988), traversée d'Ouest en Est par la Seybouse qui constitue le principal cours d'eau superficiel de la région et où viennent se jeter des petits oueds du bassin versant secondaire (Figure I.1).

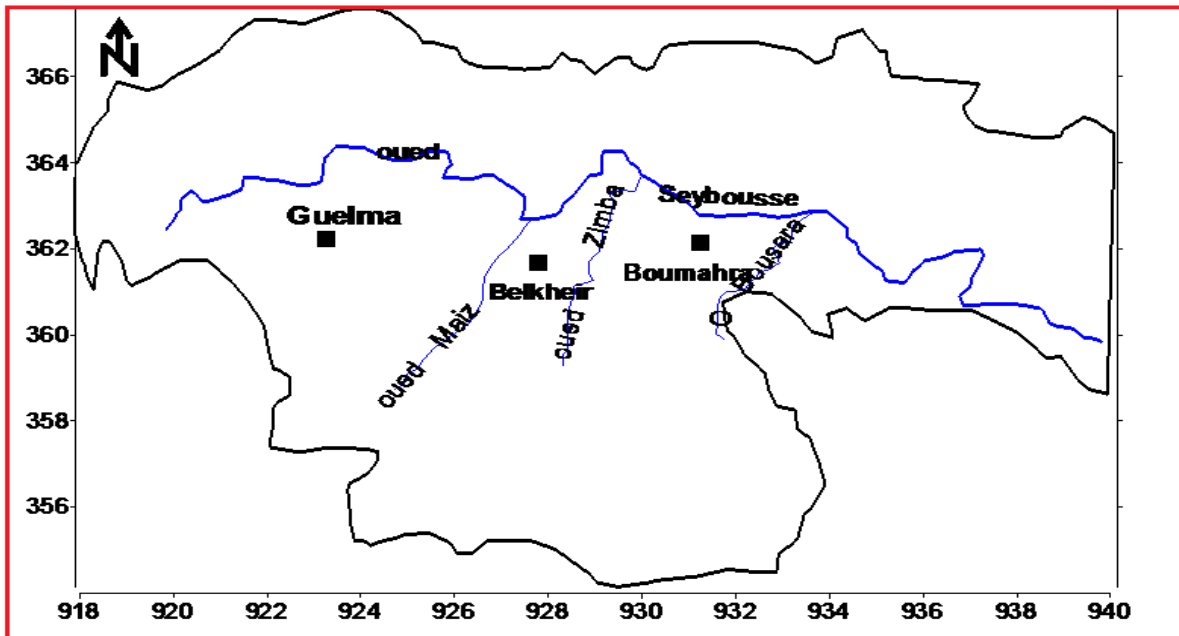


Figure I. 1 : Réseau hydrographique

Localisation :

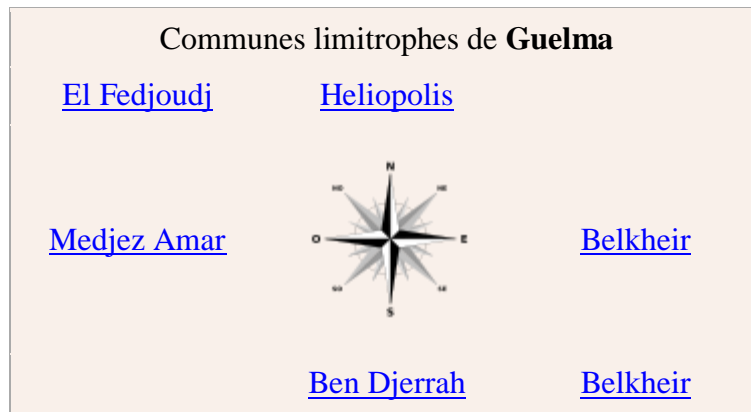


Figure I.2 : communes limitrophes de Guelma

## I.2 Caractères Physiques Généraux

### I.2.1 Orographie

Cette contrée correspond à peu près au réseau hydrographique de L'OUED SEYBOUSE. Elle est bordée au Nord par cet oued important à l'ouest par le massif des BENI HADDI, au sud est par L'OUED MAÏZ qui la sépare de l'important massif de la MAHOUNA.

MEDJEZ-AMAR, qui en arabe signifie le gué d'Amar, un peu au sud de Guelma. De ce point l'oued coule d'abord dans un pays montagneux et richement boisé, puis dans la plaine de Bône qu'elle traverse du nord au sud.

### I.2.2 Hydrographie

La principale particularité des cours d'eau de cette région consiste dans l'irrégularité de leur débit, caractère commun de la plupart des oueds algériens. Le seul cours d'eau important, est L'OUED SEYBOUSE, formé, peu avant son entrée dans la commune de Guelma, de L'OUED CHERF et de L'OUED BOUHAMDANE. Il franchit alors un défilé assez étroit et pénètre dans le vaste bassin de Guelma qu'il traverse de toute sa longueur en direction nettement Ouest-Est.

Durant ce parcours, le lit de la Seybouse forme de nombreux méandres, et cette rivière se trouve alimentée par un important réseau hydrographique compris entre la chaîne atlasique du tell au Sud et le prolongement de la chaîne numidique du TAYA-DEBBAR au Nord, 1100

mètres d'altitude. Sur la rive droite, la Seybouse reçoit L'OUED SKHOUN, qui passe au pied de la ville de Guelma, l'oued Maïz qui forme limite entre cette commune et celles de L'OUED HARRID et de Millesimo, puis en aval L'OUED ZIMBA et L'OUED BOUSSORRA descendant du versant oriental du massif de la Mahouna. Nous citerons sur la rive gauche, à titre d'indication seulement, puisque la Seybouse forme la limite Nord de la commune de Guelma.

L'OUED BOUFAR, L'OUED TOUTA venus du DJEBEL DEBBAR, et L'OUED BREDAA recueillant les eaux du Fedjoudj et arrosant les villages de GUELAAT BOUSBAA et D'HELIOPOLIS.

Il est bon de signaler enfin que la nappe de calcaires travertin aux sur laquelle est construite la ville de Guelma renferme quelques sources qui alimentent partiellement la ville, mais ces dernières n'ont généralement qu'un débit assez faible.

### **I.2.3 Hydrogéologie**

Le territoire de la Wilaya de Guelma comporte globalement 04 zones (ou sous bassins versants) hydrogéologiques distincts :

A/ Zones des plaines de Guelma et Bouchegouf (Moyenne et basse Seybouse) :

Les nappes captives du champ de Guelma s'étendent sur près de 40 Km le long de la vallée de la Seybouse et sont alimentées par les infiltrations et les ruissellements qui déversent dans l'Oued Seybouse. Elles enregistrent un débit exploitable de **(385)** l/s. Elles constituent les plus importantes nappes de la Wilaya.

Au niveau de la nappe de Bouchegouf, les alluvions paraissent moins perméables que ceux de la plaine de Guelma. Elle peut contenir une nappe alluviale moins importante.

B/ Zone des Djebels au Nord et Nord-ouest :

Elle s'étend sur toute la partie Nord de la région du territoire de la Wilaya. Elle regroupe toute la partie de l'Oued Zénati et la partie Nord de la région de Guelma. En dehors de la plaine, une grande partie de cette zone est constituée d'argiles rouges Numidiennes sur lesquelles reposent des grés peu perméables. Les sources y sont nombreuses mais tarissent en été. Cette zone connaît une faible perméabilité en dépit d'une pluviométrie relativement importante.

Cependant, sur les calcaires crétacés inférieurs des Djebels Debagh et Taya, l'infiltration est probablement importante. Dans l'ensemble et malgré une importante pluviométrie, notamment dans sa partie Nord, la zone a des potentialités en eaux souterraines assez faibles.

C/ La zone des plaines et collines de Tamlouka :

Il est à remarquer, pour cette région que les structures synclinales du crétacé supérieur peuvent contenir des nappes actives alimentées par des infiltrations sur les calcaires qui n'ont pas une bonne perméabilité quand ils sont profonds. Des nappes phréatiques s'établissent dans les formations quaternaires reposant sur des argiles miocènes. Elles sont drainées par les différents affluents de l'Oued Charef, mais une partie de leurs eaux s'évapore dans les zones marécageuses.

D/ La zone des Djebels surplombant les Oueds Sedrata et Héliá :

Cette zone s'étend sur les parties Nord de la région de Tamlouka et Sud de la région de Guelma et Bouchegouf. Sa partie Sud est certainement la mieux fournie en eau. Elle se caractérise par la présence de hautes dalles calcaires du crétacé supérieur qui sont perchées sur des marnes. Des sources assez importantes jalonnent à leur contact. Sur l'autre partie de la zone (la plus étendue), les dalles calcaires sont plus redressées et fractionnées, et des sources parfois relativement importantes, jaillissent des calcaires en contact des marnes.

En général, les eaux superficielles constituent les principales ressources (Oued Sedrata et Oued Héliá).

#### **I.2.4 Hydrologique**

Le territoire de la Wilaya de Guelma comporte globalement 06 sous bassins versants hydrologiques distincts :

- a) Oued seybousse moyenne
- b) Oued seybousse maritime
- c) Oued bouhamdane
- d) Oued maleh

e) Oued charef amont

f) Oued charef aval

### I.3 Principaux Oueds

- Oued Seybouse : Il prend sa source à Medjez Amar (point de rencontre entre Oued Charef et Oued Bouhamdane). Il traverse la plaine Guelma - Bouchegouf sur plus de 45 Km du Sud au Nord. Son apport total est estimé à 408 millions m<sup>3</sup>/an à la station de Boudroua (commune d'Ain Ben Beida).
- Oued\_Bouhamdane : qui prend sa source dans la Commune de Bouhamdane à l'Ouest de la Wilaya. Son apport est de 96 millions m<sup>3</sup>/an à la station de Medjez Amar II.
- Oued Mellah : provenant du Sud-Est, ce cour d'eau enregistre un apport total de 151 millions m<sup>3</sup>/an à la station de Bouchegouf.
- Oued Charef : Prend sa source au Sud de la Wilaya et son apport est estimé à 107 millions m<sup>3</sup>/an à la station de Medjez Amar I.

### I.4 Barrages Existants

Le barrage de Hammam Debagh sur Oued Bouhamdane d'une capacité de 184 HM<sup>3</sup> est destiné à :

- L'irrigation des plaines de : Guelma, Bouchegouf sur 9.600 ha
- L'AEP de Guelma, Hammam Debagh, Roknia

Le barrage de Medjez Beggar (Ain-Makhlouf) d'une capacité de 2,786 HM<sup>3</sup> est destiné à :

- L'irrigation de 317 ha.

### I.5 Le Climat

Le territoire de la Wilaya se caractérise par un climat subhumide au centre et au Nord et semi-aride vers le Sud. Ce climat est doux et pluvieux en hiver et chaud en été. La température qui varie de 4° C en hiver à plus de 35° C en été est en moyenne de 17,3° C.

Quant à la pluviométrie, on enregistre :



- 654 mm / an à la station de Guelma
- 627 mm / an à la station de Ain-Larbi
- 526 mm / an à la station de Medjez-Ammar

Cette pluviométrie varie de 400 à 500 mm/an au Sud jusqu'à près de 1000 mm/an au Nord. Près de 57 % de cette pluviométrie est enregistrée pendant la saison humide (Octobre –Mai).

Pour ce qui est de l'enneigement, on enregistre 12,7 j/an à la station d'Ain-Larbi, et s'il neige sur les principaux sommets, les risques sur les plaines sont minimes.

Quant au nombre de jours de gelées blanches, il est de l'ordre de :

- 11 j/an à la station de Guelma,
- 33,5 j/an à la station d'Ain-Larbi ;

Par ailleurs, on ne relève que 2,2 j/an de grêle à la station de Guelma et 3,6 j/an à la station d'Ain-Larbi,

Mais on enregistre 36,2 j/an de Sirocco, ce qui affecte parfois les productions agricoles,

Ce climat dont jouit la Wilaya de Guelma est assez favorable à l'activité agricole et d'élevage.

## Introduction

La connaissance des précipitations constitue un élément fondamental pour l'étude et la compréhension du fonctionnement des systèmes d'assainissement :

- elle est indispensable pour dimensionner un système d'assainissement ;
- elle permet d'évaluer le fonctionnement du système par rapport à des valeurs de référence, notamment les périodes de retour ou la notion d'événement pluvieux exceptionnel ;
- elle constitue un paramètre explicatif des débits et des volumes observés sur le système, et pour partie des masses polluantes transférées dans les réseaux et rejetées dans les milieux aquatiques ;
- elle permet de caler des modèles de simulation et/ou de dimensionnement ;
- elle permet, à moyen terme, d'établir des statistiques pluviométriques locales spécifiques d'une agglomération ou d'un bassin versant.

La modélisation du processus pluviométrique aboutit à la définition d'une averse type (signal d'entrée du système) pour le bassin versant étudié (système). La valeur de ce signal est généralement approchée par des modèles probabilistes mettant en relation l'intensité, la durée et la fréquence de l'événement. La notion d'averse type ou de hyétoگرامme de projet est la plus ancienne et la plus classique. Cette approche implique qu'une averse de fréquence donnée se transforme, dans le système, en un débit de même fréquence.

### II .1. Acquisition, Traitement et Valorisation des Données Pluviométriques à Faible Pas de Temps

#### II .1.1 Aperçu historique sur la mesure de la pluie

Les premières mesures des pluies remontent au IV<sup>ème</sup> siècle avant notre ère et sont liées aux préoccupations agricoles de différentes civilisations indiennes [CHOCAT & al. 1997].

D'après un manuscrit rédigé en sanscrit (langue Indo-aryenne), la quantité de pluie est mesurée dans plusieurs régions de l'Inde dès le quatrième siècle avant Jésus-Christ.

En Palestine, à partir du II<sup>ème</sup> siècle av J.-C. des écrits religieux mentionnent la mesure des Pluies pour des besoins agricoles.

La première référence à des mesures quantitatives lie la pluie est due à Kautilya, célèbre Ministre du fondateur de la dynastie des Maurya (-382- 184), en Inde. Dans son traité «Des sciences politiques et administratives», estimé de la fin du quatrième siècle, on trouve la première citation sur l'utilisation du pluviomètre. Chronologiquement après le livre de Kautilya, la mention la plus ancienne d'une mesure de pluie apparaît dans un livre d'écrits religieux palestiniens, connu sous le nom de Mishnah (ou Michna) dans lequel il est relaté environ 400 années d'activités culturelles et religieuse en Palestine.

Il a été mis en évidence que des pluviomètres avaient été utilisés à "époque correspondant à la Mishnah, La pluie était enregistrée pendant une année complète, et l'année était divisée en trois périodes:

- Celle des premières pluies d'automne qui mouillent la terre et l'accommodent pour recevoir les semences ; c'est le signal pour commencer les labours
- La seconde période des pluies importantes d'hiver qui saturent le sol, remplissent les citernes et les étangs et réalimentent les sources (de mi-décembre à mi /fin mars)
- Enfin les pluies de printemps (de mi-mars à avril/mai) qui sont a l'origine de l'accroissement des épis de maïs, permettant au blé et a l'orge de supporter le coup de chaleur de l'été, et sans lesquelles la récolte serait perdue.

Sans qu'il soit possible de déterminer si les chiffres qui sont fournis correspondent à des mesures d'une année donnée, ou s'il s'agit de moyennes, les valeurs indiquées pour ces différentes périodes sont les suivantes:

Tableau II.1 : mesures de pluie annuelle selon Mishnah en Palestine

Période	Désignation
Première période	1 tefah
Deuxième période	2 tefahs
Troisième période	3 tefahs
Pluie annuelle	6 tefahs= 540 mm

Il est intéressant de noter que la pluie annuelle de 540 mm s'inscrit assez bien parmi les valeurs publiées dans un document de synthèse américain (1969) fournissant les moyennes interannuelles à deux stations palestiniennes :

Haïfa : 665 mm

Jérusalem : 500 mm

Le premier pluviomètre connu date de 1441 et a été trouvé en Corée. Il était en bronze. Un réseau de mesures des précipitations couvrait alors toute la Corée et les résultats étaient collectés pour le roi Sejo de Corée.

En 1639, Benedetto Castelli (1577-1644) effectue sa première mesure de précipitations, souhaitant connaître l'apport en eau d'un épisode pluvieux pour le lac de Trasimène. Il met un peu d'eau dans un récipient en verre cylindrique et repère le niveau correspondant ; il expose ensuite le récipient à la pluie et marque toutes les heures d'un repère le niveau atteint par l'eau.

En 1663, l'Anglais Christopher Wren (1632-1723) construit le premier météographe. Cet appareil enregistre plusieurs paramètres météorologiques tels que la température de l'air, la direction du vent et les précipitations. Son pluviomètre était constitué d'un entonnoir récepteur et de trois compartiments qui récupèrent chaque heure à tour de rôle les précipitations. Dans le même temps, Wren présente le principe des augets à basculement, dont le mécanisme est encore présent dans les pluviomètres actuels. Le pluviomètre à augets est repris par Hooke en 1670, dans une invention complexe mesurant divers paramètres météorologiques.

Au fil des années, les mesures de pluie se généralisent et les pluviomètres se perfectionnent, bien que les principes de construction n'aient pas beaucoup évolué depuis les premiers. Seules la forme et la dimension du cône de réception (et du récipient de stockage quand celui-ci est distinct) ont changé selon les pays et les époques.

Divers pluviomètres enregistreurs ont été inventés : les pluviomètres à augets basculants connus dès le XVII<sup>ème</sup> Siècle, les pluviomètres enregistreurs à flotteurs, utilisés à partir du XIX<sup>ème</sup> siècle et les pluviomètres à balance.

En Europe, les premières mesures des pluies sont plus récentes. Elles ont débuté dans les grandes villes aux alentours du XVII<sup>ème</sup> siècle. Ces observations anciennes ne permettaient de connaître les précipitations qu'à l'échelle de la journée ou au mieux de l'heure.

De plus, la faible densité spatiale des observations ne permettait pas de comprendre et de modéliser la dynamique des phénomènes.

L'application de l'hydrologie dans le domaine urbain nécessite de connaître les caractéristiques des précipitations à des échelles de temps courtes, inférieures à l'heure et sur

des pas d'espace fins, de l'ordre de l'hectare. Ces contraintes expliquent l'évolution des appareils de mesure et la création de réseaux. Dans un premier temps, ces réseaux de mesure ont permis de définir des pluies de projet.

Plus récemment, la philosophie en matière d'analyse pluviométrique a évolué. Les recherches actuelles s'orientent de plus en plus vers l'utilisation non plus d'averses types, mais de générateurs stochastiques d'averses permettant de simuler une multitude d'averses dans des conditions de variabilités spatiales et temporelles très diverses.

## **II.1.2 Acquisition des données pluviométriques**

### **II .1.2.1 Principe de mesure**

Il existe deux catégories principales d'appareils de mesure des précipitations : les pluviomètres et les pluviographes. Les pluviomètres indiquent la hauteur d'eau totale précipitée, en mm ( $1 \text{ mm} = 1 \text{ L/m}^2 = 10 \text{ m}^3/\text{ha}$ ), sur des durées généralement égales à 24 heures. Les pluviographes permettent de déterminer le cumul de la hauteur de pluie précipitée au cours du temps, et donc de déterminer l'intensité de la pluie, en mm/h, sur des pas de temps courts de l'ordre de 1 à 6 minutes en général, les pas de temps étant fixes ou variables.

Il existe plusieurs types de pluviographes, avec des technologies différentes.

### **II 1.2.2 Pluviomètres**

Les pluviomètres, dont les modèles sont très divers, indiquent la hauteur d'eau précipitée pendant un intervalle de temps donné, en général 24 heures (Figure II.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.

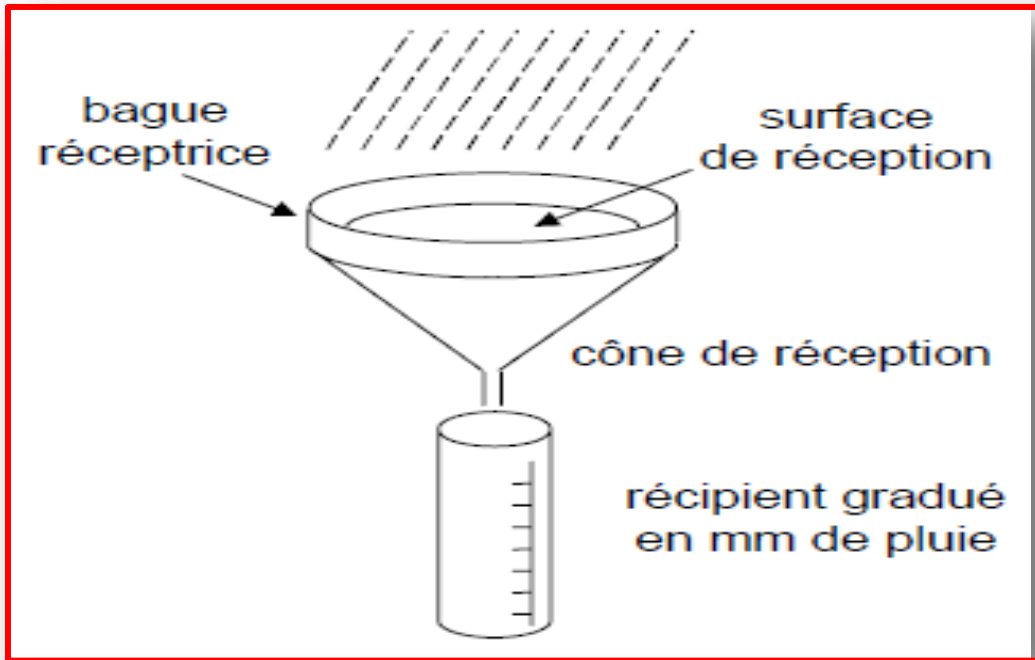


Figure II.1 : principe du pluviomètre

Pour réaliser une mesure de la hauteur des précipitations, il faut :

- un collecteur, pour rassembler la quantité de précipitation,
- une surface définie, traversée par les précipitations,
- un système de mesure pour comptabiliser la hauteur d'eau.

L'intérieur du pluviomètre est constitué d'un revêtement particulier pour limiter le mouillage. De plus, pour rassembler l'eau et lui permettre de s'écouler sans risque de rejaillissement, le cône doit être en forme d'entonnoir suffisamment profond. Une crépine effectue un filtrage et évite que le pluviomètre ne se bouche. Le collecteur est relevé jusqu'à une hauteur de 1 m afin d'éviter le rejaillissement de l'eau de l'extérieur vers l'intérieur du pluviomètre. Enfin, les bords de la bague (partie supérieure du collecteur) sont biseautés sur l'extérieur pour assurer une meilleure captation des gouttes de pluie ; on limite ainsi l'incertitude de mesure causée par un bord arrondi (voir figure II.2).



Figure II.2 : Le pluviomètre

Grâce à un pluviomètre, on mesure la quantité de précipitation atteignant le sol, aussi appelée lame d'eau et s'exprimant en millimètre. La hauteur de précipitation est définie comme l'épaisseur d'eau liquide couvrant le sol, un millimètre de pluie représentant un litre d'eau au mètre carré. Elle s'exprime comme le quotient d'un volume d'eau précipitant par une section, soit la formule :

$$h(mm) = \frac{V(mm^3)}{S(mm^2)}$$

Et le schéma suivant :

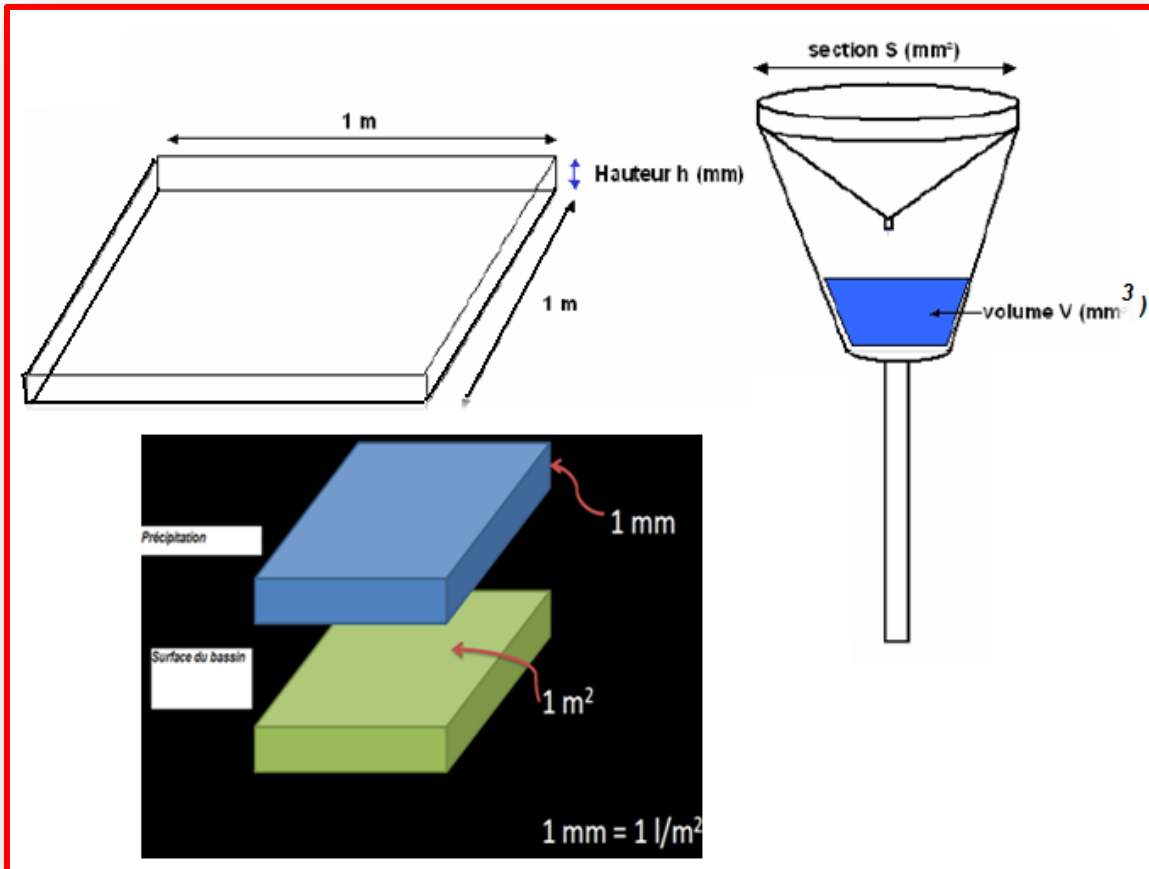


Figure II.3 : Détermination de la hauteur des précipitations,

### II .1.2.3 Installation d'un pluviomètre

Afin de limiter au maximum les erreurs de mesure citées précédemment, quelques précautions sont à prendre lors de l'installation d'un pluviomètre.

D'après une recommandation de l'OMM (Organisation Météorologique Mondiale), la surface de la bague réceptrice du pluviomètre doit se situer entre 0,5 et 2 m du sol. D'autre part, il faut veiller lors de son installation à ce que la surface réceptrice du pluviomètre soit bien horizontale. Le pluviomètre doit être installé dans un endroit plat ; la pente du terrain environnant le pluviomètre doit être inférieure à  $19^\circ$ . A l'idéal, la distance entre le pluviomètre et un obstacle (un arbre par exemple) devrait être supérieure à quatre fois la hauteur de cet obstacle. Par exemple, si un arbre de 2 m de haut se situe sur le site où doit être installé un pluviomètre, il faudra le positionner à au moins 8 m de l'arbre. Le pluviomètre doit être



dégagé de tout obstacle afin de limiter la turbulence autour de l'instrument. Un obstacle est un objet dont la largeur angulaire est de  $10^\circ$  ou plus.

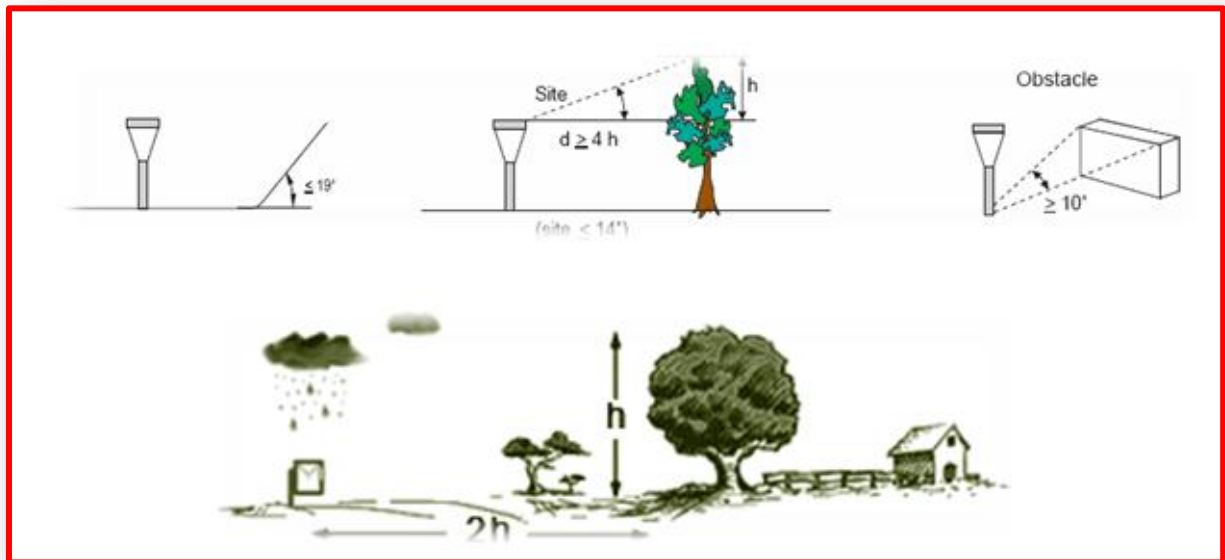


Figure II.4 : Schéma illustrant la classe 1 du pluviomètre (installation idéale)

#### II 1.2.4 Le pluviographe

L'appareil de base, le plus répandu, est le pluviographe à augets basculeurs. Cet appareil capte les précipitations à travers une surface horizontale de façon analogue aux pluviomètres traditionnels.

Le principe de cet appareil est très simple (Figure. II .5 à II .8) 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.

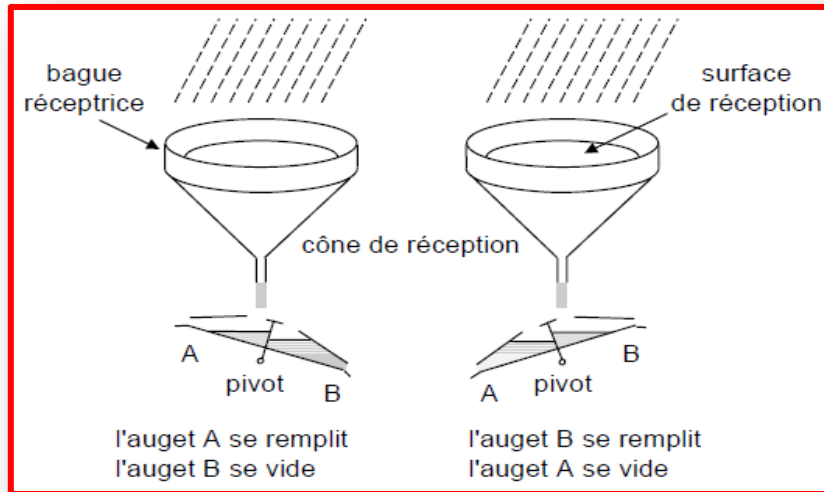


Figure II.5: principe de fonctionnement d'un pluviographe à augets basculants



Figure II.6



Figure II.7

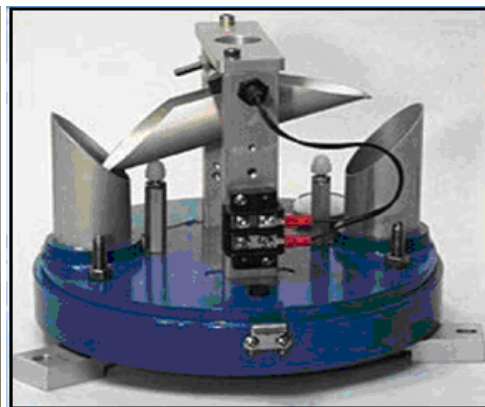


Figure II.8

Le choix de la surface de réception du cône (de 400 à 2000 cm<sup>2</sup>) et de la masse d'eau pour laquelle l'auget bascule (de 4 à 20 g) permet de faire correspondre un basculement au passage d'une quantité de pluie donnée et détermine donc la résolution du pluviographe. Pour les besoins de l'hydrologie urbaine, une résolution de 0,2 mm ou 0,1 mm dans certains cas est nécessaire et suffisante (voir Tableau II.2).

Tableau II.2: résolution des pluviographes en fonction de la surface de réception et de la masse nominale de l'auget

Surface de réception (cm <sup>2</sup> )	Diamètre de la surface de réception	Masse nominale de l'auget (g)	Résolution du pluviographe (mm)
1000	35.7	20	0.2
400	22.6	20	0.5
400	22.6	8	0.2
400	22.6	4	0.1
200	15.9	2	0.1

L'auget bascule pour une masse d'eau de 20 grammes (soit une hauteur de 0,2 mm) dans le cas d'une bague de 1000 cm<sup>2</sup> de surface.

Lorsque la contenance de l'auget est atteinte, celui-ci bascule brusquement, ce qui provoque la fermeture brève d'un circuit électronique et le déversement de son contenu d'eau (voir fig. II.9 schéma de gauche).

Le second auget se place en position de remplissage, et puis bascule lorsque la masse d'eau requise est atteinte en produisant la fermeture de contact et en se vidant à son tour (voir fig. II .9 schéma de droite).

Les impulsions sont enregistrées par une station d'acquisition automatique et l'enregistrement continu permet de déterminer les hauteurs d'eau et l'intensité des précipitations.

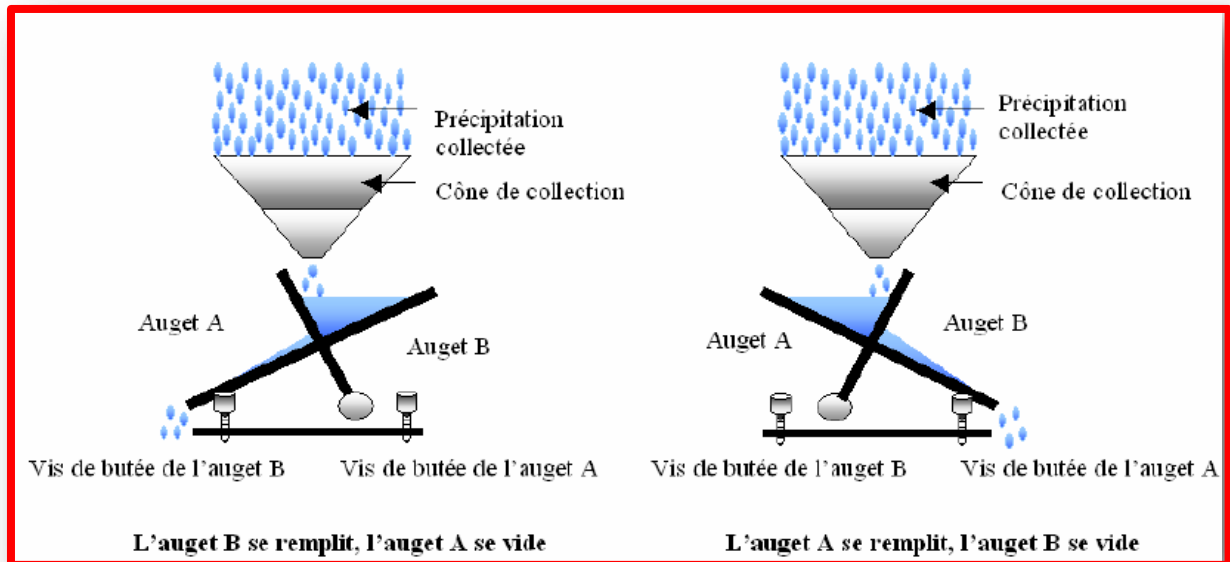


Figure II.9: Schéma d'un transducteur

#### II 1.2.4.1 Incertitude, sensibilité du capteur

La résolution de la mesure correspond à un basculement. Elle dépend de la surface de collecte et de la masse nominale de basculement de l'auget, pour une surface de 1000 cm<sup>2</sup> et une masse de 20 g, elle est de 0,2 mm de hauteur d'eau.

L'appareil est réglé pour minimiser l'erreur aux faibles intensités de précipitations ; l'exactitude de mesure, hors erreurs de captation, est de + ou - 4% pour les faibles intensités les plus courantes. Avec des intensités très fortes (> 150 mm/h), l'erreur maximale peut atteindre - 10% (erreur négative car la mesure est toujours sous estimée). Elle est corrigée numériquement par les systèmes d'acquisition récents.

Les erreurs de mesure sont dues essentiellement :

- ★ Aux grandeurs d'influences comme le vent (Figure II.10) et la température,
- ★ Aux caractéristiques et à l'état du cône de réception (mouillage),
- ★ A l'implantation du pluviomètre (proximité d'obstacles),
- ★ Au transducteur (erreur de surremplissage, mauvais basculements des augets, débordement, résolution temporelle).

Le vent dévie la trajectoire des précipitations et engendre donc un déficit de captation. Ce déficit est d'autant plus élevé que les précipitations sont constituées de particules légères comme les flocons de neige. Le vent crée de plus des turbulences autour du cône de réception qui perturbent la collecte.

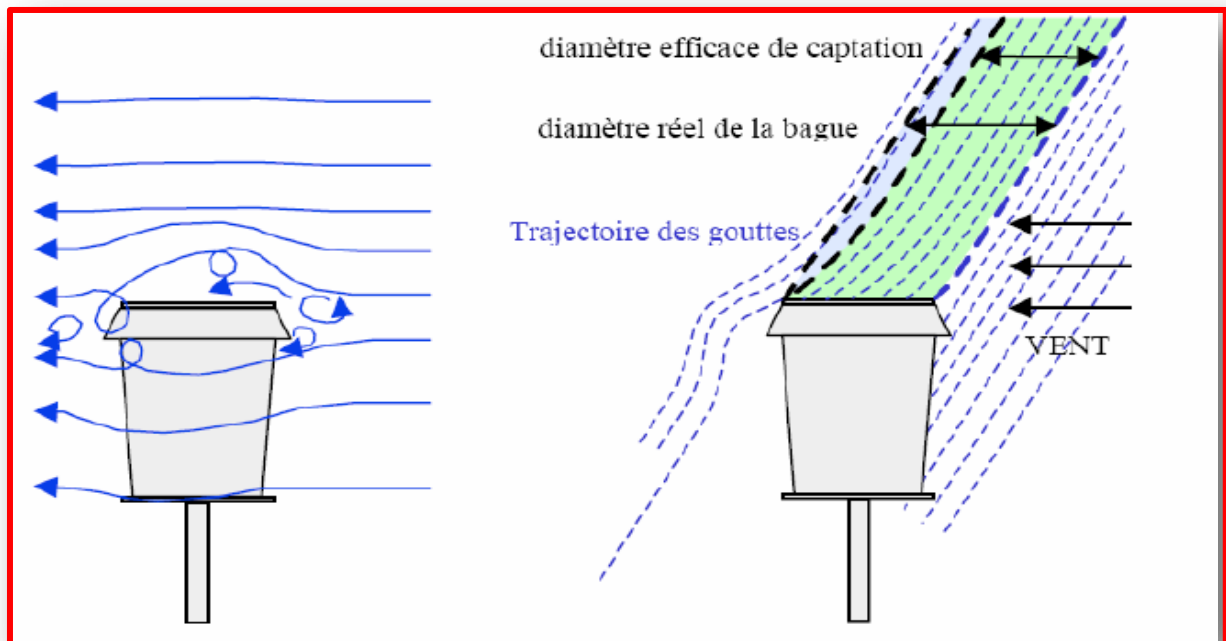


Figure II.10 : Schéma illustrant les perturbations dues au vent

Les pluviographes à augets sont très répandus et leur coût est modique. La technologie en est bien connue et de nombreux équipements d'enregistrement numériques et logiciels de traitement des données existent sur le marché. Par contre, ce sont des appareils fragiles qui nécessitent une surveillance et une maintenance régulières pour éviter toute dérive. Le réglage mécanique de l'équilibre des augets doit être réalisé avec soin. Ils sont par ailleurs sujets à plusieurs incertitudes de mesure qui conduisent généralement à une sous-estimation des précipitations réelles. D'où la nécessité d'un étalonnage

Lorsque la mesure est effectuée par un pluviomètre enregistreur (à augets, par exemple), on peut déduire de la fréquence des basculements et de la contenance des augets l'intensité des précipitations. Elle est fixée par des seuils communs et s'exprime en mm/h. Le tableau suivant donne la correspondance entre intensité et qualificatif pour la pluie et la bruine.

Tableau II.3 : Relation entre intensité et qualificatif pour la pluie et la bruine

Intensité/type de précipitations	Bruine	Pluie
Faible	<0.4 mm/h	1 à 3 mm/h
Modérée	<0.9 mm/h	4 à 7 mm/h
Forte	>1 mm/h	> 8 mm/h

### II 1.2.4.2 Autres types de pluviographes

Il existe d'autres types de pluviographes plus anciens ou plus rares tels que :

- pluviographe à siphon ;
- pluviographe à flotteur ;
- pluviographe à bascule.

#### ❖ Enregistreur à flotteur

Dans ce type d'appareil, les précipitations passent dans un récipient contenant un flotteur léger; le mouvement vertical du flotteur lorsque s'élève le niveau de l'eau, est transmis par un mécanisme approprié qui actionne un stylet sur un diagramme. En ajustant les dimensions de l'entonnoir récepteur, du flotteur et du récipient qui le contient, on peut obtenir sur le diagramme toutes les échelles souhaitées. Pour que l'appareil fournisse un enregistrement pour une période utile (au moins 24 heures), il faut que le récipient dans lequel plonge le flotteur ait un volume important (auquel cas l'enregistrement est comprimé sur le diagramme) ou qu'on ait prévu une vidange rapide et automatique de ce récipient lorsqu'il est plein, le stylet revenant alors au bas du diagramme. Pour ce faire, on utilise en général un siphon. Le siphonnage doit démarrer totalement à un instant donné pour éviter tout risque de débordement, soit au début, soit à la fin de l'opération, laquelle ne doit pas excéder 15 secondes. Dans certains instruments, le récipient contenant le flotteur est monté sur des couteaux de balance et bascule lorsqu'il est plein; la poussée de l'eau amorce le siphonnage et lorsque le récipient est vide, il revient dans sa position originale. D'autres appareils ont un siphonnage forcé qui assure la vidange en moins de cinq secondes.

D'autres encore comportent un petit récipient auxiliaire, qui récupère la pluie tombée pendant l'opération de vidange, et se vide dans le récipient principal lorsque le siphonnage est terminé, assurant un enregistrement correct de la pluie totale (Figure II.11).

Un dispositif de chauffage doit être installé dans le pluviomètre s'il y a des risques de gel pendant l'hiver. Il empêchera l'eau de causer, en gelant, des détériorations au flotteur et à son récipient et permettra d'enregistrer la pluie pendant cette période. Si on dispose du courant électrique, un petit élément chauffant ou une petite lampe électrique de faible puissance peut suffire; autrement, on fera appel à d'autres sources d'énergie. Un système pratique consiste à entourer le récipient d'une bande chauffante branchée sur un accumulateur à grande capacité. La quantité de chaleur fournie devrait être maintenue au strict nécessaire pour empêcher

le gel, car la chaleur dégagée peut avoir des répercussions sur l'exactitude des observations en modifiant le mouvement vertical de l'air au-dessus du pluviomètre et en augmentant les pertes par évaporation.

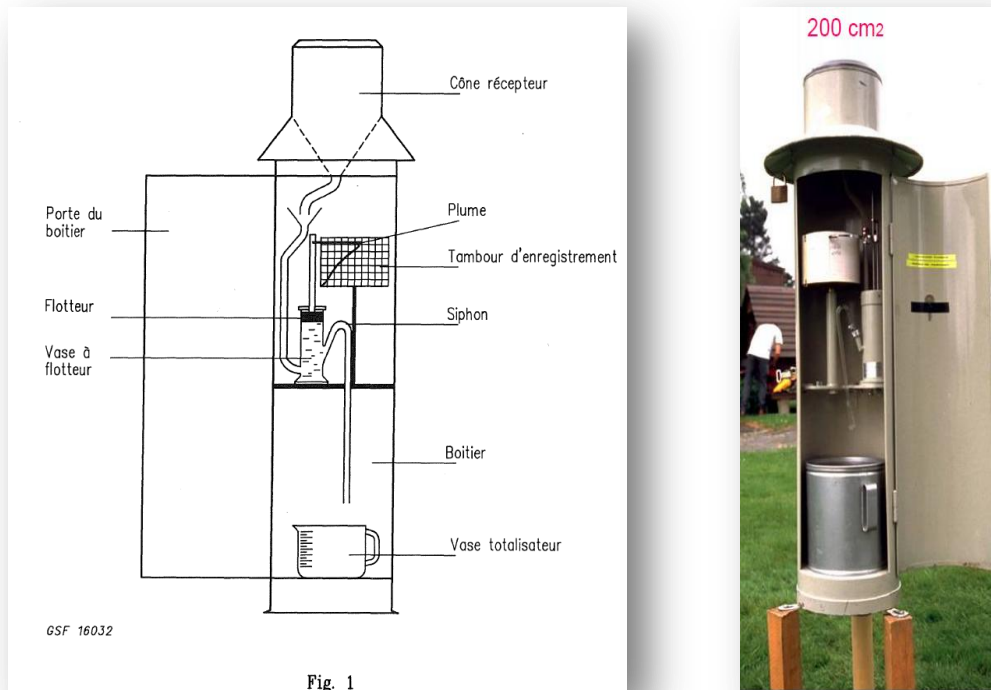


Figure II.11 : Pluviographe à siphon (boîtier ouvert)

### ❖ pluviographes à bascule

Dans ces appareils, le poids du récipient plus la quantité de pluie recueillie depuis le début de l'enregistrement, sont enregistrés en continu, soit au moyen d'un mécanisme à ressort, soit par un système de balance (Figure II.12). Toutes les précipitations sont ainsi enregistrées au fur et à mesure qu'elles sont recueillies. Ce type de pluviomètre n'est habituellement équipé d'aucun dispositif automatique de vidange mais, grâce à un système de leviers, le stylet peut parcourir la largeur du diagramme autant de fois que l'on veut. Ces pluviomètres doivent être conçus de façon à éviter des pertes excessives par évaporation, celle-ci pouvant être réduite en ajoutant dans le récipient une quantité d'huile suffisante ou tout autre produit évitant l'évaporation, afin de former une pellicule à la surface de l'eau. Les inconvénients dus aux oscillations de la balance par vent fort peuvent être surmontés, au moins partiellement, par l'adjonction d'un amortisseur hydraulique. Ce type d'appareil est particulièrement indiqué pour mesurer les chutes de neige, de grêle, et de neige mélangée à de la pluie. Il enregistre en effet les précipitations solides sans attendre qu'elles aient fondu.

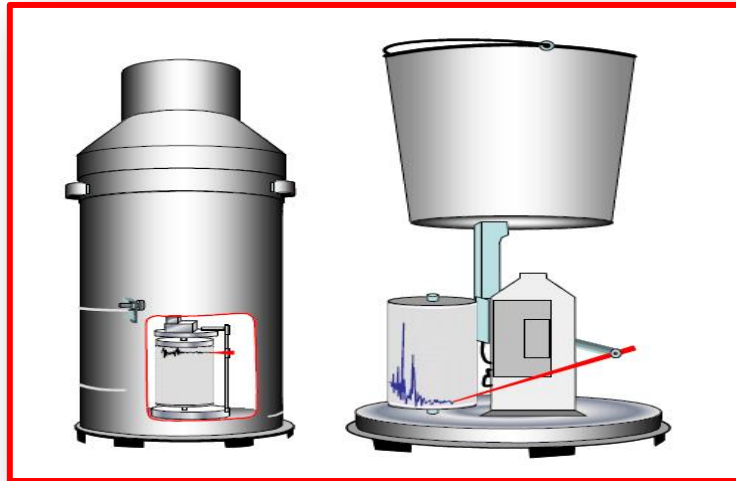


Figure II.12: pluviographe à bascule.

Ces pluviographes sont peu utilisés en hydrologie urbaine, le pluviographe à siphon est par exemple le modèle le plus utilisé en Allemagne.

De nouveaux pluviographes à pesée sont apparus sur le marché depuis les années 1980, qui devraient à terme supplanter les pluviographes à augets car ils sont moins sujets aux dérives mécaniques. En dehors des pluviographes classiques précédemment présentés, d'autres instruments « non captant » ont été développés, qui permettent de mesurer les spectres de taille des gouttes d'eau:

- ✚ spectropluviomètre optique (mesurage de la variation d'atténuation ou de scintillement optique provoquée par des gouttes de pluie traversant un volume d'échantillonnage de quelques  $\text{cm}^3$ );
- ✚ disdromètre (mesurage de la quantité de mouvement des gouttes de pluie, et donc évaluation indirecte de leur taille).

Les spectropluviomètres optiques les plus récents mesurent également la vitesse des gouttes, ce qui permet une évaluation directe de leur énergie cinétique, alors que les disdromètres classiques déterminent la vitesse des gouttes à partir de leur taille et d'une relation empirique entre cette taille et la vitesse de chute. Ces pluviomètres non captant ne seront pas décrits en détail dans ce document.



Chacun des appareils présentés précédemment présente des avantages mais aussi des inconvénients. Le tableau suivant donne les critères, qui peuvent assister les opérateurs dans le choix de l'appareil le plus approprié.

Tableau II.4: critères de choix des appareils de mesures de la pluie

	Avantages	inconvénients
<b>Pluviomètre totalisateur</b>	-simplicité.	-Trop simple pour des études en hydrologie.  -Le pas de temps trop longs.  - pas d'information sur l'intensité des précipitations.
<b>Pluviographe à augets</b>	-cout relativement simple.  -très utilisé.  -Forme en verre à pied moins sensible aux turbulences.	-obstruction de l'ajutage.  - Sous -estimation des fortes intensités.  -étalonnage complexe.  -acquisition des données à pas de temps variable/ risque de problème pour l'utilisation des données.
<b>Pluviographe à pesées</b>	-mesure en continu de l'événement pluvieux.  -risque réduit d'obstruction de l'ajutage.  -mesure des intensités très élevée.  -étalonnage, vérification et réglage relativement simples.	-Cout plus important à l'achat.  -consommation électrique. Forme cylindrique plus sensible aux turbulences.

La pluie constitue l'entrée du système de l'assainissement pluvial et donc la donnée principale nécessaire à la compréhension de son fonctionnement et de sa gestion. Avec l'évolution des besoins des gestionnaires des réseaux d'assainissement au cours de ces dernières années, la connaissance fine du phénomène des précipitations est devenue indispensable à l'élaboration du schéma général de l'assainissement pluvial dans les agglomérations urbaines.

Les données expérimentales choisies pour cette étude proviennent de la banque de données pluviométriques de la direction des ressources en eaux (Guelma). Nous avons détaillé dans un chapitre précédent le système d'acquisition et de contrôle de la qualité de ces données. Nous insistons sur l'importance de la qualité des données pour toute étude de spatialisation des données pluviométriques enregistrées à partir d'un réseau de pluviographes à des faibles pas de temps.

L'événement pluvieux le plus intense de chaque année est retenu pour la durée  $t$  choisie. Un échantillon de  $n$  valeurs pour  $n$  années d'observations peut alors être constitué. Cette procédure est la plus simple et c'est celle qui était la plus généralement employée.

Nous avons sélectionné un échantillon regroupant les 22 plus fortes événements pluvieux enregistrés sur l'agglomération nancéenne de 1988 à 2009.

Les pluies de projet qui peuvent être adoptées pour élaborer le diagnostic du fonctionnement hydraulique du réseau pluvial de la ville de Guelma sont des pluies de durée 4 heures et de période intense 30 minutes, de type double-triangle centré. De tels types de pluies sont préconisés par le Laboratoire d'Hydrologie Mathématique de Montpellier (Guide de construction et d'utilisation des pluies de projet, 1983) car ils offrent une bonne représentativité de la structure réelle des précipitations intenses qui ont lieu en été dans le bassin méditerranéen.

#### **II.1.2.4.3 Variabilité spatiales de la pluie et densité des pluviographes**

Pour des bassins versants étendus (plus de quelques dizaines d'hectares), il est nécessaire de disposer de plusieurs pluviographes pour obtenir une incertitude acceptable sur les lames d'eau précipitées, en raison de la variabilité spatiale et temporelle des phénomènes pluvieux. En effet, la pluie n'est pas homogène sur toute la surface du bassin versant, elle varie dans le temps et se déplace. Ces phénomènes jouent un rôle important dans l'estimation des débits et des volumes ruisselés. De nombreuses études ont été réalisées sur cette question et fixer une densité idéale de pluviographes est difficile : cette densité dépend des objectifs fixés (que

veut-on connaître ?), du pas de temps d'acquisition des données et de la taille du bassin versant. Dans tous les cas, il faut tenir compte des particularités locales : relief, microclimat, vents dominants, urbanisation, etc.

Pour assurer dans 75 % des cas une incertitude sur la lame d'eau précipitée sur le bassin versant inférieure à 20 %, Paturol *et al.* (1986) proposent les densités indiquées (Tableau II.5) déterminées à partir de plus de 270 000 simulations de répartition des pluviographes sur les bassins versants.

Tableau II.5: densités de pluviographes d'après Paturol *et al.* (1986)

Aire du bassin versant (ha)	Nombre de pluviographe
≤ 50	1-2
50-100	2-3
100-500	4-5
500-1000	6-7
1000-2000	7-10
2000-3000	10-12
3000-4000	12-14
4000-5000	14-16
5000-10000	16-20
10000-20000	20-50

Dans un rapport à l'OMM (Organisation Météorologique Mondiale) la règle empirique suivante pour l'implantation des pluviographes en zone urbaine est proposée :  $1 - 1 - 0,1$ . Cela correspond à 1 pluviographe pour  $1 \text{ km}^2$ , avec un pas de temps d'observation de 1 minute et un pas de hauteur de pluie de 0,1 mm. Ces recommandations sont généralement considérées comme une densité idéale.

L'utilisation des pluviographes est donc très fréquente. La généralisation de ces appareils s'explique par leur robustesse et leur coût relativement faible. En contrepartie, l'information recueillie n'est que ponctuelle. La mise en place d'un réseau d'appareil doit être élaborée pour que les observations permettent d'avoir une idée de l'extension spatiale des précipitations.

Ce type de réseau doit, dans la mesure du possible, avoir une forte densité spatiale, de l'ordre de un pluviographe par  $\text{km}^2$ . La mesure des précipitations peut également être effectuée par mesure radar. On obtient une vision spatiale détaillée des zones de précipitations. Toutefois, en un point donné, la mesure par un pluviomètre reste plus précise que celle effectuée par un radar

### II.1.2.5 Dépouillement des pluviogrammes

Le dépouillement d'une série de mesures pluviométriques doit répondre à un objectif bien précis. En effet, si la conception d'un déversoir d'orage ou le dimensionnement d'un bassin de rétention nécessitent la connaissance des fréquences des pluies extrêmes sur des pas de temps très courts de l'ordre de quelques minutes, la hauteur de la pluie annuelle est largement suffisante pour étudier l'alimentation d'une nappe phréatique. Pour l'exploitation des données pluviométriques en milieu urbain ce sont les hauteurs des pluies extrêmes à des faibles pas de temps qui sont les plus utilisées.

L'enregistrement permet de représenter un pluviogramme (figure II.13). C'est une suite de "marches d'escaliers" de hauteur correspondant au volume fixe.

Les pluviogrammes enregistrés sont dépouillés pour en extraire des informations pluviométriques exploitables. Le dépouillement se fait pour un intervalle de temps donné, dit de référence, pouvant aller de quelques minutes (5 à 10) à quelques heures.

On appelle dépouillement l'opération de lecture des enregistrements pluviographiques. Il permet d'obtenir des pluies partielles  $\Delta h$ , de durée allant de 5mn, 10mn, 20mn, 30mn, 1h à plusieurs heures selon la durée du pluviogramme (horaire, hebdomadaire ou mensuel) et la durée  $\Delta t$  de dépouillement. Ces pluies partielles permettent de tracer les hyetogrammes et de définir l'intensité de pluie. En effet, dans l'analyse des données de pluie, la notion du temps est importante, celle de la hauteur est insuffisante. Une pluie de 10mm tombée dans un bassin sur une durée de 24 h ne provoquera pas la même réponse de ce bassin que si elle est tombée en une durée plus petite ou plus grande. On définit alors l'intensité de pluie au temps  $t$ . Elle représente la lame d'eau tombée par unité de temps et caractérise une énergie provoquée par la hauteur de pluie  $\Delta h$  de durée,  $\Delta t$  (Voir tableau II.6).

Tableau II.6: la lame d'eau tombée par unité de temps et caractérise une énergie provoquée par la hauteur de pluie  $\Delta h$  de durée,  $\Delta t$

Temps (min)	Hauteur (h)	$\Delta t$ (min)	$\Delta h$ (mm)	Intensité (mm/h)
$t_0$	$h_0$	$\Delta t_1 = t_1 - t_0$	$\Delta h_1 = h_1 - h_0$	$i_1 = (\Delta h_1 / \Delta t_1) / 60$
$t_1$	$h_1$			
$t_2$	$h_2$	$\Delta t_2 = t_2 - t_1$	$\Delta h_2 = h_2 - h_1$	$i_2 = (\Delta h_2 / \Delta t_2) / 60$
.	.			
.	.			
$t_{n-1}$	$h_{n-1}$			
$t_n$	$h_n$	$\Delta t_n = t_n - t_{n-1}$	$\Delta h_n = h_n - h_{n-1}$	$i_n = (\Delta h_n / \Delta t_n) / 60$

En particulier, dans l'étude et dimensionnement de certains ouvrages hydrauliques tel que les réseaux d'assainissement des eaux pluviales en hydrologie urbaine, on considère plutôt la notion d'intensité de la pluie.

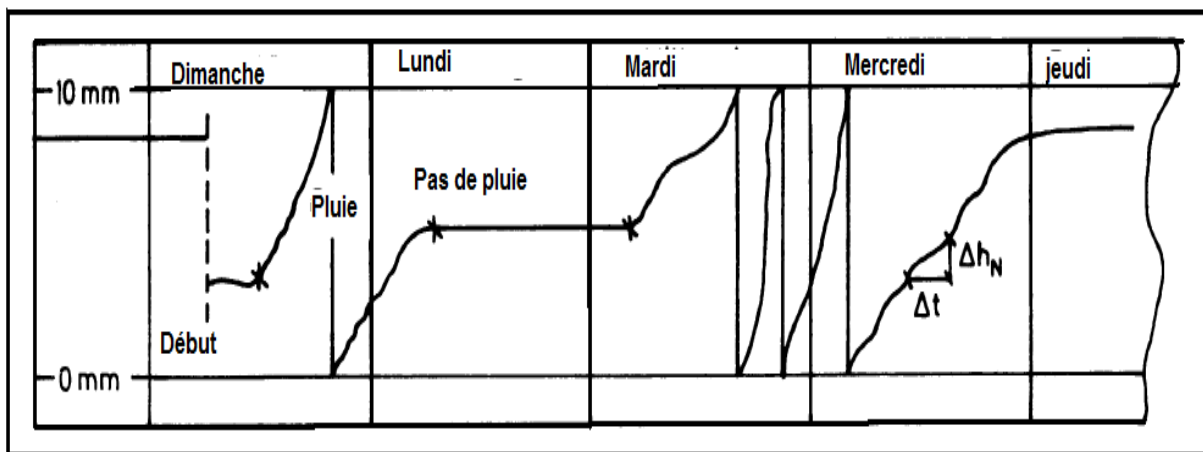


Figure II.13: L'enregistrement d'un pluviogramme

➤ L'intensité de précipitation :  $i = \frac{\Delta h}{\Delta t}$  en  $\frac{mm}{h}$  ou  $mm/mn$

### II.1.2.6 Hyétogramme

L'hyetogramme est la représentation, sous la forme d'un histogramme, de la variation de la pluie dans le temps tel que présenté à la (figure II.14) ci-dessous. C'est donc un graphique

chronologique ou l'on porte en ordonnée les pluies partielles en mm et en abscisse la période de temps du dépouillement.

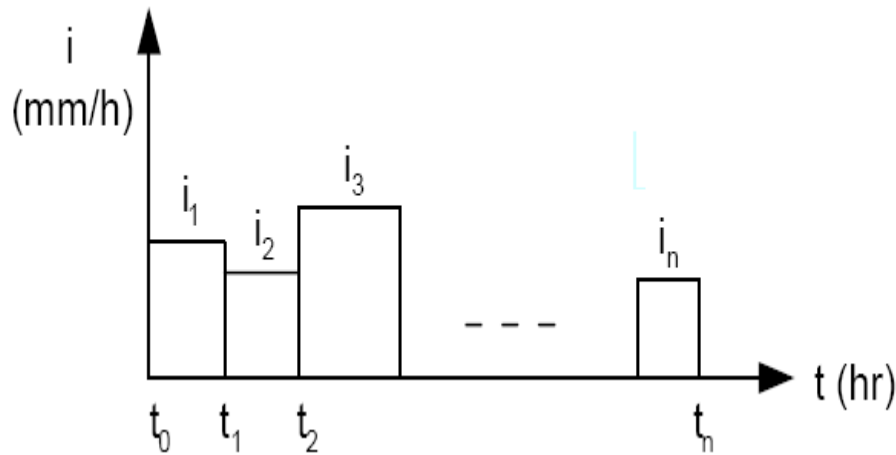


Figure II.14 : hyétogramme incrémental

### II.1.2.7 L'intensité maximale

L'analyse de l'intensité moyenne maximale de la pluie à une station (pluie ponctuelle) a fait l'objet de nombreux travaux, surtout quand il s'agit d'étudier les courtes pluies orageuses qui conditionnent le dimensionnement des ouvrages d'assainissement. Pour une durée  $\Delta t$  prise en compte au cours d'un événement pluvieux, le rapport

$$i = \frac{\Delta h_{max}}{\Delta t} \frac{mm}{h} \text{ ou } mm/mn$$

de la hauteur de la pluie recueillie  $\Delta h$  à cette durée est une fonction de  $\Delta t$  dont la valeur diminue lorsque  $\Delta t$  augmente. A égalité d'intensité, les pluies qui occasionnent le débit maximum en un point du réseau d'écoulement sont celles dont la durée des précipitations est au moins égale au temps nécessaire à l'eau pour s'écouler depuis l'élément hydrologiquement le plus éloigné (en amont) du bassin versant en cause jusqu'au point considéré. Ce temps est appelé temps de concentration du bassin ; il peut varier de quelques minutes à une ou deux heures suivant l'étendue et la topographie du bassin. En partant de cette notion de temps de concentration, le débit maximum à l'exutoire est obtenu pour une intensité maximale qui a une durée égale à ce temps. Ce concept de temps de concentration est à la base de nombreux

modèles d'estimation de la valeur du débit maximum. Il est donc indispensable pour toute étude hydrologique de connaître l'intensité moyenne maximale correspondant à un intervalle de temps  $\Delta t$  égal au temps de concentration des différents points du réseau, et qui sera atteinte ou dépassée une fois en 5, 10, 20 ans ...

On relève aussi les intervalles pour lesquels on aura enregistré la plus grande hauteur de pluie. Le rapport de cette hauteur  $\Delta h_{max}$  à la durée  $\Delta t$  considérée est l'intensité maximale de durée  $\Delta t$ .

$$i = \frac{\Delta h_{max}}{\Delta t} \frac{mm}{h} \text{ ou } mm/mn$$

### II.1.3 Traitement statistique des données pluviométriques

Les résultats de mesure fournis par les pluviographes à augets basculants ou à pesée requièrent des traitements pour en dégager les informations pertinentes en vue d'une exploitation ultérieure.

Les données enregistrées par les pluviographes correspondent aux temps écoulés au cours desquels une quantité définie de pluie (0,1 mm, 0,2 mm ou 0,5 mm) s'est précipitée. Bien évidemment, durant cet intervalle de temps, l'intensité de la pluie est par défaut considérée comme constante. Pour des raisons pratiques de traitement et d'archivage des données, les observations des pluviographes sont transformées arbitrairement en quantité de pluie par pas de temps fixe (en général 6 mn). L'intensité des averses peut alors être caractérisée soit par leur fréquence (probabilité) soit par leur durée.

#### II.1.3.1. Définitions de l'intensité maximale par événement

Les chroniques de précipitations sont constituées d'alternances de périodes de pluies et de non-pluie (durées sèches). Bien que le vocabulaire change d'un auteur à l'autre, deux notions élémentaires peuvent être distinguées :

- L'épisode pluvieux couvre généralement une durée allant de la journée à plusieurs semaines au cours desquelles des précipitations sont enregistrées. Suivant les points de vue, le changement d'épisode intervient lorsque la situation météorologique se modifie (climatologie) ou lorsqu'une période sèche est suffisamment longue pour que le réseau de drainage retrouve une situation de période sèche (aménageurs) ;

- L'averse qui est une période pendant laquelle les intensités de pluie présentent un seul et unique maximum.

La figure suivante (II.15) illustre la façon traditionnelle de travailler dans une optique d'aménageur.

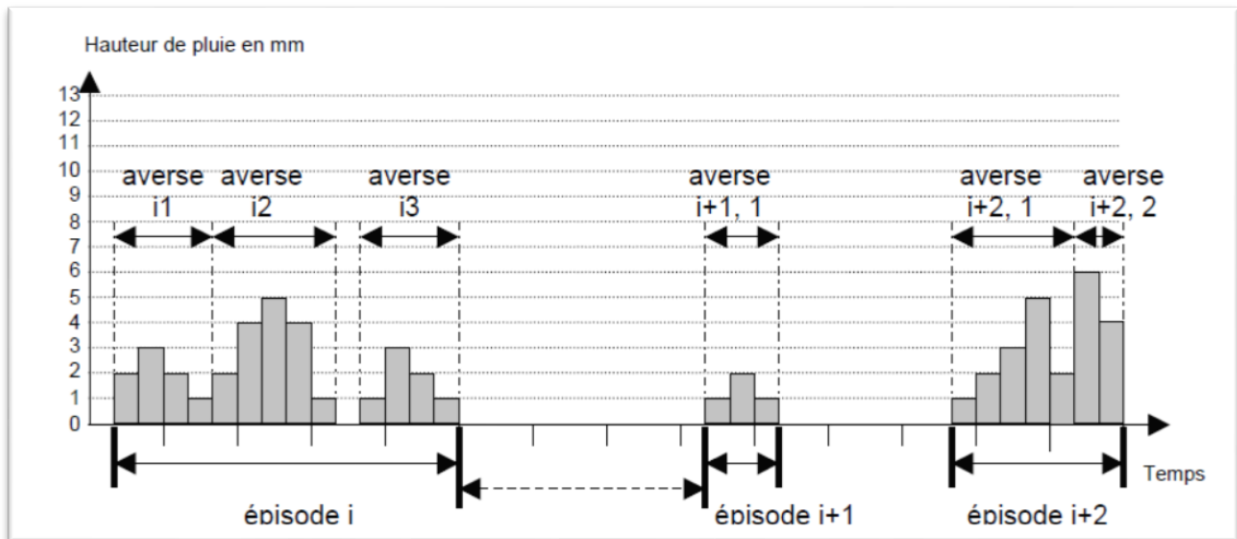


Figure II.15: Définition des épisodes et des averses selon les principes d'aménagement

Traditionnellement, deux approches permettent de constituer l'échantillon de précipitations extrêmes :

- Selon la première approche, l'événement pluvieux le plus intense de chaque année est retenu pour la durée  $t$  choisie. Un échantillon de  $n$  valeurs pour  $n$  années d'observations peut alors être constitué. Cette procédure est la plus simple et c'est celle qui était la plus généralement employée. Notons bien sur qu'il est préférable dans ce cas de travailler par saison.
- Selon la seconde approche, les intensités maximales de tous les épisodes ayant dépassé un seuil sont retenues. Dans ce cas et selon le seuil choisi, la taille de l'échantillon peut être étoffée en retenant les  $2n$  à  $4n$  plus forts événements en  $n$  années. Cette méthode préconisée par Miquel est connue sous le nom de méthode des "supseuil" [MIQUEL 1984].

### II.1.3.2 Présentation des analyses des données pluviométrique :

L'ensemble des données pluviométriques journalières mensuelles ou annuelles forme une vaste série de chiffres assez peut facile à utiliser à l'état brute.



- *Données à échelle journalière :*

Cette étude n'implique aucune réduction préalable des données. On peut seulement estimer la pluie moyenne journalière.

$$P_{\text{moy } j} = \frac{\sum P_i}{n} \quad (\text{II.1})$$

- *Données à échelle mensuelle :*

A fin de réduire les données pluviométrique journalière on calcule en peut aussi pour caractériser le régime des précipitations tracer la courbe des hauteurs moyennes mensuelles pour chaque mois et la courbe des hauteurs maximale ou minimale mensuelle.

$$P_{\text{moy } m} = \frac{\sum P_{\text{moy } j}}{\text{nombre de jour du mois considéré}} \quad (\text{II.2})$$

- *Données à échelle annuelle*

C'est le module pluviométrique moyen ou la hauteur moyenne des pluies tombées annuelles pris sur une série d'années. Statistiquement cela revient à calculer la moyenne arithmétique comme valeur centrale de la série d'observation ce paramètre varie avec la longueur de la période d'observation.

$$P_{\text{moy } an} = \frac{\sum P_{\text{moy } mensuel}}{12} = \frac{\sum P_{\text{moy } journalière}}{365} \quad (\text{II.3})$$

### II.1.3.3 Analyse analytique des pluies

L'intensité, la durée et la fréquence sont les caractéristiques essentielles d'une pluie.

**Durée :** 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.

**Fréquence :** Soit une averse (pluie) de durée "  $t$  " et de hauteur "  $h$  " si au cours d'une période de "  $n$  " années on a enregistré "  $N$  " fois cette averse, on dira que la fréquence de cette averse est :

$$F = \frac{N}{n} = \frac{n}{N + 1} \quad (\text{II.4})$$

Où :

$N$  : nombre d'enregistrement.

$n$  : nombre d'année d'observation.

On appelle aussi période de retour "  $T$  " ou intervalle de récurrence d'une pluie l'inverse de la fréquence.

$$T = \frac{1}{F} = \frac{n}{N} \quad (\text{II.5})$$

C'est à dire la période de retour est le nombre d'années au cours duquel, en moyenne l'averse considérée surviendra seulement une fois.

**Intensité** : c'est la hauteur de pluie tombée dans l'unité de temps, comme l'intensité d'une pluie n'est pas constante pendant toute sa durée, on peut ainsi définir l'intensité instantanées, l'intensité maximal et l'intensité moyenne.

En réalité l'intensité varie à chaque instant, on représente cette variation en pratique par deux courbes que l'on déduit des informations données par les pluviographes.

$$I = \frac{h}{t} \quad (\text{II.6})$$

## Introduction

Les pluies servent entre autre à estimer le débit de projet pour tout aménagement hydraulique. Elles sont caractérisées par une grande variabilité dans le temps et dans l'espace. On définit une averse comme un épisode pluvieux continu dont la durée peut être courte ; de l'ordre de quelques minutes ou longue ; de l'ordre de quelques heures à quelques jours. Elles peuvent aussi intéresser une superficie variable allant de quelques kilomètres carrés (orage) à quelques milliers (pluies cycloniques). Une averse est caractérisée par sa hauteur, sa durée, son intensité moyenne, sa période de retour,....

L'averse est une précipitation dont l'intensité varie rapidement et qui s'accompagne d'éclaircies

Pluie = Phénomène variable :

- dans le temps
- une averse peut durer de quelques minutes à quelques 100 heures
- on peut s'intéresser à la valeur de cette variable sur 10 heures (analyse d'un événement) sur l'année (analyse climatologique)
- et dans l'espace
- la superficie touchée par un orage peut être de quelques  $\text{km}^2$ , par une pluie cyclonique de quelques  $1000 \text{ km}^2$
- on peut s'intéresser à la valeur de cette variable à l'échelle d'un petit bassin versant (quelques  $\text{km}^2$ ) et à l'échelle d'un continent (analyse climatologique)

### III.1 Définition des Courbes IDF

La courbe IDF (**Réménieras, 1980**) est une relation entre l'intensité moyenne maximale  $i$  de pluie (mesurée en mm/h), la durée de référence ou résolution (ou durée d'agrégation)  $d$  de cette pluie (mesurée en minutes) et la période de retour de l'événement pluvieux  $T$  (mesurée en années) ( $T=1/p$ ) :

Où  $p$  est la probabilité de dépassement annuelle.

Les relations entre l'intensité, la durée et la fréquence d'apparition des pluies sont étudiées statistiquement et reportées selon des courbes caractéristiques appelées les courbes IDF.

En pratique, on remplace généralement la fréquence de dépassement  $F$  par la période de retour  $T$  associée, définie comme l'intervalle de temps moyen séparant deux événements dont l'intensité moyenne ou la hauteur atteint ou dépasse un seuil donné. La période de retour  $T$  est généralement exprimée en années.

- la transformation des valeurs brutes en une série de valeurs maximales annuelles sur différentes durées, puis
- l'ajustement consolidé ou non des lois de probabilité à ces séries de valeurs extrêmes. Cette dernière étape a un impact majeur sur la validité des estimations des occurrences des extrêmes.

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. 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 ;
- Etc.

L'exemple le plus courant d'utilisation de l'information que l'on obtient de courbes IDF est la méthode rationnelle ou méthode du temps de parcours : Dès lors que l'on a pu estimer le temps de concentration d'un bassin versant et que l'on s'est fixé la probabilité de défaillance acceptable (exprimée en temps de retour généralement d'entente avec une autorité de surveillance ou en suivant une norme), on peut obtenir l'intensité de la pluie à considérer. Le débit à traiter s'obtient alors très facilement en multipliant l'intensité par la surface du bassin versant et par un coefficient de ruissellement. Généralement les courbes IDF sont établies sur la base de l'analyse fréquentielle des précipitations enregistrées à une station au cours d'une longue période. Elles sont estimées en utilisant les maxima annuels de la série ou les valeurs excédant un seuil suffisamment haut pour les différentes durées étudiées séparément. Une loi

de distribution statistique théorique est ajustée à la loi de distribution empirique déduite de la série d'observations. La procédure repose sur 3 étapes qui sont rappelées dans (**Hingray et al. 2009**). Pour chaque durée de référence on détermine :

- la série des valeurs de la variable à analyser,
- le modèle fréquentiel (loi GEV, ...) le plus approprié pour modéliser les valeurs obtenues,
- les paramètres du modèle (estimés par maximum par vraisemblance, méthode des moments ou autres)

Les courbes IDF sont ensuite élaborées en déterminant les quantiles correspondants aux différentes périodes de retour pour chacune des durées de référence et en synthétisant ces résultats.

En 1975, suite à la recommandation du 'National Environmental Research Council' (NERC), la loi GEV, introduite par **Fisher et Tippett en 1928**, et généralisée par **Jenkinson en 1955**, a été recommandée pour réaliser l'ajustement statistique des séries d'intensités maximales pour différents pas de temps.

On trouve un historique de l'élaboration des courbes IDF dans (**Goel et Sarkar, 2007**) selon lequel l'établissement des courbes IDF remonte aux années 1930. En effet, Sherman en 1931 a développé une relation empirique de la forme suivante (**Goel et Sarkar, 2007**):

$$I = \frac{K * T^c}{(d + \theta)^b} \quad (\text{III. 1})$$

Où  $K$ ,  $c$ ,  $b$ , et  $\theta$  sont des constantes dépendant de la situation géographique,  $I$  est l'intensité sur la durée de référence  $d$  et de période de retour  $T$ . Il s'agit de la forme la plus commune de relation IDF, qui est encore largement utilisée. Juste après, en 1932, **Bernard** a développé une relation empirique de la forme suivante (**Goel et Sarkar, 2007**):

$$I_d^T = \frac{K * T^c}{(d)^b} \quad (\text{III. 2})$$

Où  $K$ ,  $c$  et  $b$  sont des constantes qui dépendent de la situation géographique. Selon (**Goel et Sarkar, 2007**), **Bilham (1935)** a établi les relations IDF pour le Royaume Uni. Ce dernier travail a été modifié par (**Holland, 1967**) qui a montré que l'équation de Bilham surestime les pluies de forte intensité. Depuis les années 1960, différentes formes de relations ont été

construites dans plusieurs régions du monde. **Bell (1969)** et **Chen (1983)** ont obtenu une formulation d'IDF pour les Etats-Unis. **Baghirathan et Shaw (1978)**, **Gert et al. (1987)** et **Niemczynowicz (1982)** ont développé des formules IDF pour les sites non jaugés. Plus récemment, **Sivapalan et Blöeschl (1998)** ont proposé une méthode de construction de courbes IDF caractéristique du bassin versant, appelé 'catchment IDF', basée sur la structure de corrélation spatiale des précipitations. La méthodologie consiste à l'agrégation surfacique des précipitations ponctuelle et la transformation de la distribution des précipitations surfaciques moyennes selon la distribution des valeurs extrêmes correspondantes suivant la loi de Gumbel. Pour appliquer cette méthodologie les éléments d'information suivants sont nécessaires à savoir :

- a) Les courbes IDF ponctuelles du régime des précipitations étudié qui suivent une distribution de Gumbel,
- b) La structure de corrélation spatiale du processus de précipitations
- c) La superficie du bassin versant.

**Koutsoyiannis et al. (1998)** a proposé une formulation empirique généralisée des courbes IDF après avoir étudié plusieurs fonctions de distributions statistiques appropriées (Gumbel, Gamma, GEV, Log-Pearson III, Log-normale, exponentielle, Pareto, etc.)

$$I_d^T = \frac{a(T)}{(d + \theta)^b} \quad \text{(III. 3)}$$

Où  $\theta$  et  $b$  sont des paramètres à estimer ( $\theta > 0$ ,  $0 < b < 1$ ) et  $a(T)$  peut prendre une des deux formes suivantes :

$$a(T) = v + h \cdot \ln(T) \quad \text{Ou} \quad a(T) = K * T^c$$

La dernière relation correspond à (**Bernard, 1932**). Cette relation facilite la description de la variabilité géographique lors de la régionalisation des courbes IDF. D'après (**Koutsoyiannis et al. 1998**) la relation IDF peut être complètement déterminée à partir de la fonction de répartition des intensités maximales.

Les courbes IDF peuvent être décrites par des formules de calcul plus simples particulièrement la formule de Montana et la formule Américaine que nous utiliserons

ultérieurement et qui sont un cas particulier de l'Équation (18) ( $\theta=0$ ). La formule de Montana est la plus utilisée. Elle est de la forme :

$$I_d^T = a_T * d^{-b_T} \quad (\text{III. 4})$$

Avec  $a$  et  $b$  des coefficients locaux (dépendant du site d'observation).

D'après **Arnaud et Lavabre (2010)**, le coefficient  $a$  est 'absolu', il permet de situer les lois de Montana en valeurs absolues ;  $b$  est un paramètre de pente. D'après (**Zahar, 1997**),  $b$  décrit la variation des averse en fonction des durées et il est faible pour les brèves averse.

La formule Américaine introduit un paramètre supplémentaire par rapport à la formule de Montana. Elle s'écrit sous la forme d'une fonction à deux variables séparés, une fonction de la durée et une fonction de la période de retour :

$$I_d^T = a_T * d^{-b_T} * T^c \quad (\text{III. 5})$$

Où  $a$ ,  $b$  et  $c$  sont des constantes.

La littérature propose plusieurs expressions analytiques des courbes IDF caractérisées par un nombre variable de paramètres (**Cunnane, 1988 ; Haktanir, 1992 ; Pandey et al., 1998 ; García-Marín et al., 2012**). D'après **Di Baldassarre et al. (2006 a, b)**, l'augmentation du nombre de paramètres de la loi de probabilité nous permet de mieux ajuster les quantiles de pluie mais au détriment de la précision.

### III.2 La Période de Retour

La période de retour est une durée théorique moyenne, exprimée en année, qui sépare deux occurrences d'un phénomène donné (Fig.III.1), si l'on considère une période de temps suffisamment longue.

$$T_{[X > x_T]} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N d_i \quad (\text{III. 6})$$

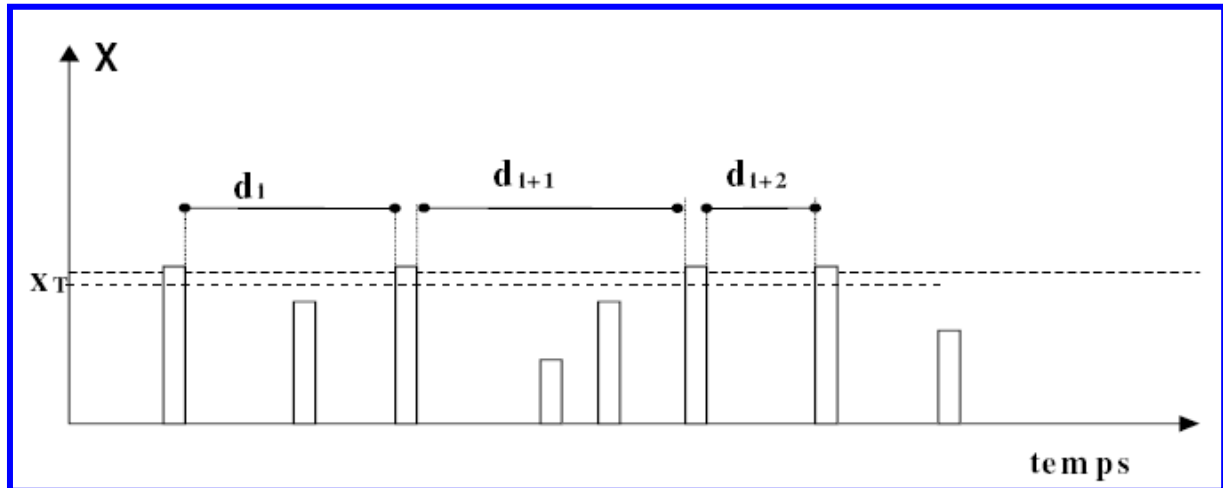


Figure. III.1 : Détermination de la période de retour

La période de retour est la valeur inverse de la probabilité annuelle qu'un événement se produise ou soit dépassé. Or, un événement d'une période de retour de 50 ans a 1 chance sur 50, ou une probabilité de 2 %, d'être égalé ou dépassé au cours d'une année donnée. La période de retour est également connue sous le nom d'intervalle de récurrence parce qu'elle représente le délai moyen entre les occurrences d'un événement donné. Les périodes de retour sont calculées en ajoutant les taux annuels maximums de précipitations liquides pour la durée correspondante à la distribution de valeurs extrêmes de Gumbel en utilisant la méthode des moments.

- La probabilité  $F(x_i)$  pour qu'une intensité  $i$  ne soit pas atteinte ou dépassée (i.e. soit inférieure ou égale à une valeur  $x_i$ ) sera donnée par  $F(x_i) = P(i \leq x_i)$
- La fréquence d'apparition, autrement dit la probabilité qu'elle soit atteinte ou dépassée sera donnée par l'inverse de  $F'(x_i) = 1 - F(x_i)$
- La période de retour ( $T$ ) sera donnée par :

$$T = \frac{1}{1 - F(x_i)} \quad \text{(III. 7)}$$

$$P = P(Q > Q(t)) = \frac{1}{T}$$

$$P(X(T)) = P(X(T) \leq x) = 1 - P(X(T) > x) = 1 - \frac{1}{T}$$

$$P(Q \leq Q(T)) + P(Q > Q(T)) = 1$$



$$P = P(Q > Q(T = 100 \text{ ans})) = \frac{1}{100} = 0,01$$

$$\text{Fiabilité} = P(Q \leq Q(T)) = 1 - \frac{1}{T}$$

L'avantage de la période de retour est de rendre plus « parlante » la notion de probabilité d'occurrence. Les phénomènes extrêmes sont en effet associés à des probabilités d'occurrence très petites et pour le commun des mortels, il y a peu de différence entre 0,01 et 0,001, alors qu'en termes de probabilité des phénomènes extrêmes, c'est une différence colossale. Le tableau (III.1) donne les correspondances entre périodes de retour et probabilité de dépassement et non-dépassement.

Tableau III.1: relation entre période de retour  $T$  (en années), probabilité de dépassement

$$P = 1/T \text{ et de non-dépassement } P' = 1 - P.$$

<b>T (ans)</b>	<b>P</b>	<b>P'</b>
<b>1</b>	<b>1</b>	<b>0</b>
<b>10</b>	<b>0,1</b>	<b>0,9</b>
<b>100</b>	<b>0,01</b>	<b>0,99</b>
<b>1000</b>	<b>0,001</b>	<b>0,999</b>

On appelle pluie Décennale, la pluie de débit ( $Q_{10}$ ) ayant une chance sur dix d'être atteinte (dépassée) pendant une année prise au hasard. On dit aussi : pluie de temps de retour 10 ans. Une crue centennale ( $Q_{100}$ ) est une crue théorique calculée à partir de l'analyse des crues passées et qui a une chance sur cent de se produire chaque année (une pluie qui se produit en moyenne tous les cent ans). Il y a en moyenne chaque année une probabilité de 1 % qu'une crue centennale ou plus rare se produise. On peut aussi dire que la crue centennale se produit en moyenne dix fois par millénaire. De même : pluie cinquantennale pour  $T = 50$  ans, pluie bi-centennale pour  $T = 200$  ans et pluie millénaire.

A partir de la figure (III.2) on peut tirer les remarques suivantes :

- Pour une même fréquence d'apparition ( $\Rightarrow$  même  $T$ ), l'intensité d'une pluie est d'autant plus forte que sa durée est courte

- Pour une durée de pluie égale, l'intensité sera d'autant plus grande que son temps de retour T sera grand

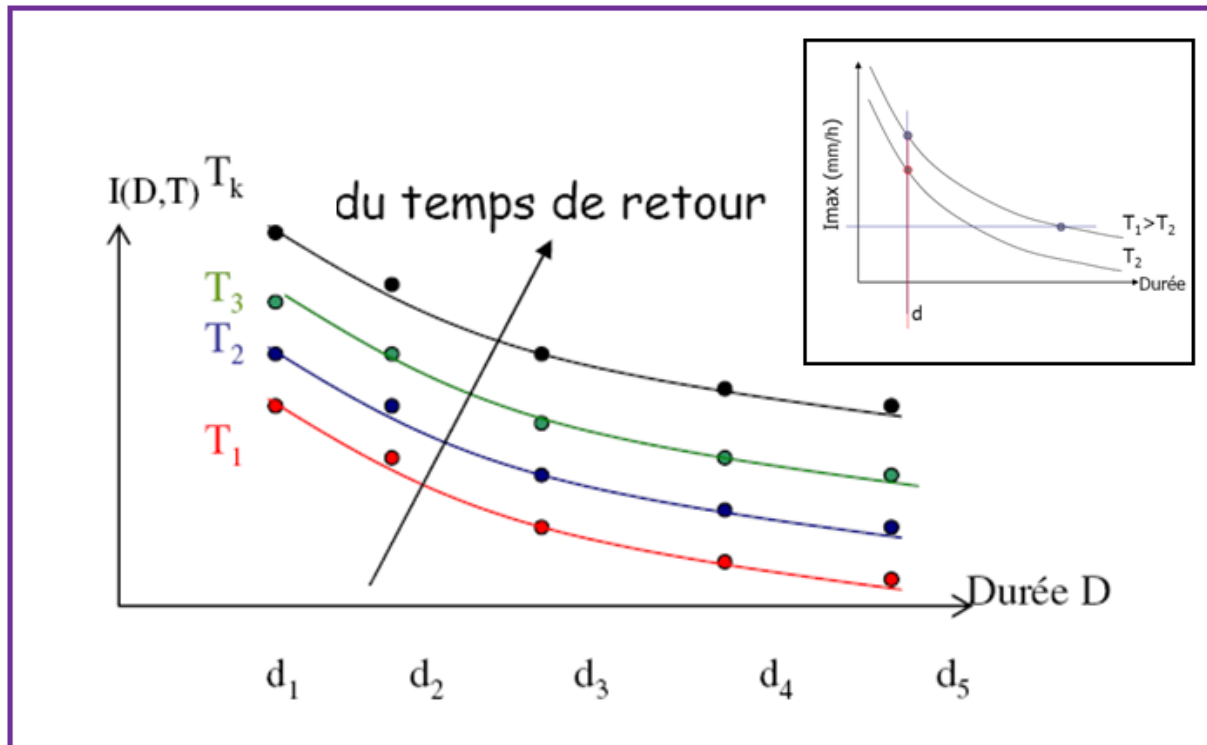


Figure.III.2 : Courbes IDF (Avec  $T_1 < T_2 < \dots < T_k$ )

Pour un objectif de dimensionnement hydraulique des réseaux, on s'intéresse généralement aux événements dits « fréquents », c'est à dire de périodes de retour égales à 1, 2, 5 et 10 ans, voire plus pour certains ouvrages structurants. Dans une logique de gestion du risque, des événements « exceptionnels » de périodes de retour de l'ordre de 50 à 100 ans sont étudiés, ce qui impose la plupart du temps l'utilisation de méthodes d'extrapolation des observations, méthodes fondées sur des lois statistiques applicables aux valeurs extrêmes.

Le choix permet de fixer 'la protection' que vont offrir les ouvrages d'assainissement et, de façon plus pragmatique, de fixer les coefficients de formules d'ajustement IDF. On choisit souvent  $T=10$  ans pour les réseaux d'assainissement pluviaux. Cependant, la tendance actuelle va vers une différenciation de T selon les zones à protéger. En effet, on associe souvent le risque encouru avec la période de retour. En fait, le risque doit être défini comme la rencontre entre un événement perturbateur (la pluie) et un élément vulnérable (la zone urbaine à protéger). Cette définition permet de distinguer:

- des zones peu vulnérables (en périphérie, peu habitées, sans valeurs économiques) pour lesquelles on admettra des protections pour une période de retour inférieure à 5 ans par exemple;
- des zones vulnérables (zone commerciale, industrielle, . . .) pour lesquelles on admettra des protections jusqu'à une période de retour de 5 à 10 ans par exemple ;
- des zones très vulnérables (centre ville, . . .) pour lesquelles on admettra des protections jusqu'à une période de retour égale ou supérieure à 10 ans par exemple.

La prise en compte des rejets polluants de temps de pluie a conduit depuis le milieu des années 1980 à s'intéresser de plus en plus aux événements pluvieux de courtes périodes de retour, souvent inférieures à 1 an, pour lesquels les effluents rejetés sont susceptibles de porter préjudice au milieu aquatique. Les aspects qualitatifs constituent une préoccupation croissante et les recherches montrent que les événements de courte période de retour doivent être pris en compte, ce qui passe par l'établissement de courbes IDF ou HDF locales.

Enfin, les considérations économiques pourront aussi intervenir dans le choix de la période de retour dans la mesure où une protection de période de retour élevée entraînera des coûts plus élevés pas forcément compatibles avec les possibilités financières.

### **III.3 Les Données Analysées Pour Construire une Courbe IDF**

La plupart des courbes IDF sont composées des analyses des observations du taux de précipitations liquides des pluviomètres. Les estimations de période de retour correspondent aux probabilités d'occurrence des taux ou des quantités de précipitations liquides à un point donné : le site de la station d'observation. Par contre, ces estimations ne représentent pas la quantité ou le taux de précipitations liquides tombées dans des zones plus grandes comme les bassins fluviaux. Puisque les courbes IDF sont fondées sur l'analyse de données historiques des taux de précipitations liquides, elles n'incorporent pas de façon explicite les tendances projetées en raison d'un climat changeant. De plus, elles ne reflètent pas les tendances qui pourraient survenir depuis l'année des plus récentes données utilisées pour construire chaque courbe IDF.

### III.4 Etablissement des Courbes IDF

Le principe d'établissement des courbes IDF ou HDF est le suivant :

- on considère un échantillon de N événements pluvieux mesurés pendant P années ;
- on choisit une durée de pluie D. Pour simplifier les calculs, D doit être un multiple entier du pas de temps  $\Delta t$  de discrétisation de la pluie. Il faut bien évidemment que  $\Delta t$  soit inférieur ou égal à D;
- pour chaque événement pluvieux, en parcourant l'ensemble du hyétoGRAMME par pas de temps  $\Delta t$ , on cherche la valeur de l'intensité I ou de la hauteur H qui est maximale sur la période de durée D ;
- on dispose alors de N valeurs d'intensité moyenne maximale ou de hauteur maximale sur la durée D ;
- on réalise la transformation en d'autres pluies de durées différentes  $P_D = P_{24} (D/1440)^{0.25}$

$$P_{24} = 1.13 \cdot P_d \text{ (mm)} \quad \text{(III. 8)}$$

$$P_D = P_{24} \left( \frac{D}{1440} \right)^{0.25} \quad \text{(III. 9)}$$

Où  $P_D$  : [En mm Pour des durées  $15 < D < 1440$  (D en min)]

$$P_D = P_{24} \cdot D^{0.40} \quad \text{(III. 10)}$$

$P_D$  : En mm Pour de grandes bassins avec des durées  $D > 24$  h (D en jours)

$$\frac{i_D}{i_{1440}} = \left( \frac{1440}{D} \right)^{0.47} \quad \text{(III. 11)}$$

Avec:

**D** : Durée en minutes

**$i_D$**  : intensité de pluie en in/hr

**$i_{1440}$**  : Intensité de pluie de 24-heures en in/hr

Rappelons qu'un «inche» est l'équivalent de 25,4 mm. Cette équation est valable pour des durées allant de 5 à 1440 minutes. Pour des durées inférieure à 5 minutes on peut utiliser l'abaque ci-dessous (Fig.III.3) :

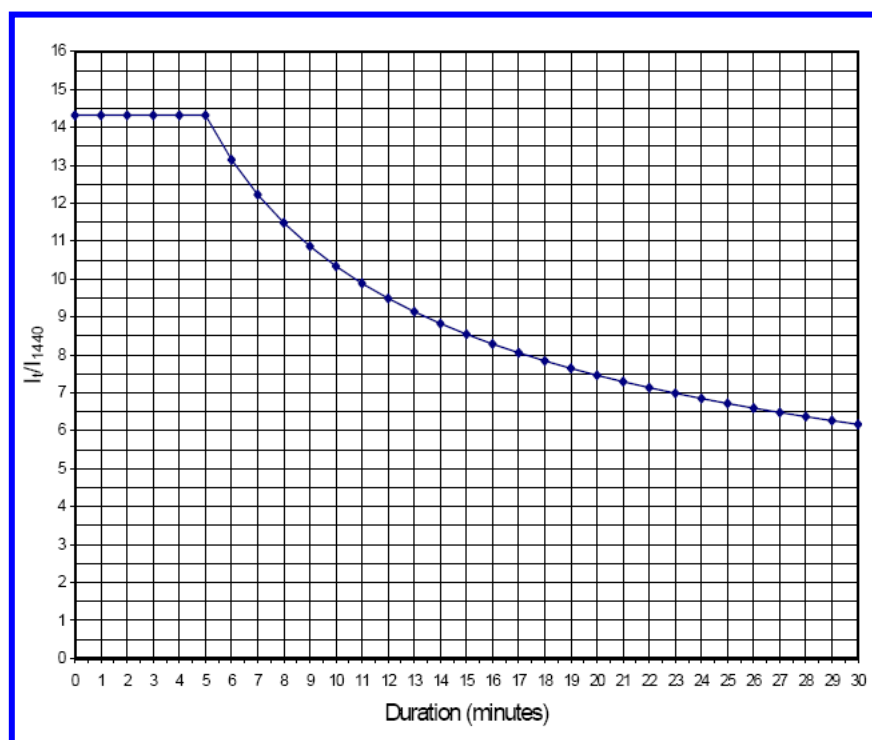


Figure.III.3 : Abaque pour des durées inférieure à 5 minutes

Il existe aussi les relations suivantes :

$$P_{10\text{min}} = 0.41 P_{5\text{min}} + 0.59 P_{15\text{min}}$$

$$P_{30\text{min}} = 0.51 P_{15\text{min}} + 0.49 P_{60\text{min}}$$

Pour l'interpolation pour différentes periods de retour on peut utiliser l'xpréssion suivantes:

$$P_{T\text{ans}} = a P_{2\text{ans}} + b P_{100\text{ans}}$$

Les coefficients a et b peuvent être estimés a partir du tableau (III.1) :

Tableau.III.2 : Détermination des coefficients a et b

Période de retour	a	B
5	0,674	0,278
10	0,496	0,449
25	0,293	0,669
50	0,146	0,835

- La fréquence au non dépassement de chacune des valeurs de la série c'est la probabilité que la valeur ne soit pas dépassée. Si on classe la série par ordre croissant et qu'on affecte à chaque valeur un rang  $r$  (position), alors la fréquence au non dépassement (les fréquences empiriques) peut être estimée par exemple par la relation de Gringorten :

$$F_{emp} = \frac{r - 0.44}{N + 0.12} \quad (\text{III. 12})$$

Avec  $r$  le rang (position dans le classement) et  $N$  la taille de l'échantillon.

Tracer les intensités de la série en fonction de la fréquence au non dépassement ainsi calculée.

Les intensités moyennes maximales sont tracées en fonction des fréquences au non dépassement (on choisit toujours le type nuage de points pour visualiser la relation entre deux variables étudiées). On remarque dans ce cas précis que la courbure du nuage de points est beaucoup plus forte que celle qu'on peut modéliser par une fonction exponentielle. Cela veut dire tout simplement que la fonction exponentielle n'est pas adaptée pour décrire cette relation. Généralement, les pluies extrêmes peuvent être approchées d'une manière plus ou moins satisfaisante par une loi de Gumbel.

On essaie d'ajuster une loi de Gumbel. On trace alors les intensités moyennes maximales en fonction de  $[-\ln(-\ln(F(x)))]'$ . Si le nuage de points est aligné, on peut dire que la loi de Gumbel est adaptée. L'analyse dans ce cas est visuelle. Il existe des tests qui permettent de vérifier l'adéquation de la loi et qui ne se basent pas sur le visuel. De plus, pour le dimensionnement de conduite, nous sommes intéressés par les fortes valeurs et celles-ci sont sous-estimées par la droite de régression

La fonction de répartition de la loi de Gumbel est donnée par l'expression suivante :

$$F_x(x) = \exp \left[ - \exp \left( - \frac{x - u}{\alpha} \right) \right] \quad (\text{III. 13})$$

Les moments de l'échantillon à savoir la moyenne et l'écart-type sont reliés aux deux paramètres de loi de Gumbel  $\alpha$  et  $u$  par les relations suivantes :

**La moyenne :**

$$\mu = u + 0.5772 \cdot \alpha \quad (\text{III. 14})$$

**Ecart-type:**

$$\sigma = \frac{\pi}{\sqrt{6}} \cdot \alpha \quad (\text{III. 15})$$

Où  $u$  est la moyenne et  $\sigma$  est l'écart-type

$$h_{i,theo} = \alpha \cdot y_i + u \quad (\text{III. 16})$$

Avec :

$$y_i = -\ln \left( \ln \left( \frac{1}{F_x(x_i)} \right) \right) \quad (\text{III. 17})$$

$$h_{i,theo} = x_{i,theo} = \alpha \cdot y_i + u \quad (\text{III. 18})$$

Avec :

$$y_i = -\ln \left( \ln \left( \frac{1}{F_{emp}(x_i)} \right) \right) \quad (\text{III. 19})$$

Le temps de retour  $T$  d'un événement est défini comme étant l'inverse de la fréquence d'apparition de l'événement. Soit :

$$F = \frac{T - 1}{T} \quad (\text{III. 20})$$

$T$  : temps de retour, en [an],

$F$  : fréquence empirique de non-dépassement, adimensionnelle.

Ici, nous avons repris les données mesurées sur un bassin versant. On s'intéressera uniquement aux pluies et on cherchera à modéliser la distribution statistique des pluies

moyennes maximales sur différents pas de temps afin de dégager la relation qui existe entre les intensités moyenne maximales, leurs durées et leurs fréquences.

Pour la station pluviométrique d'Azzaba, on fait l'hypothèse que la **loi simplifiée de Montana** est satisfaisante. Sa formulation est la suivante :

$$i = \frac{a}{D^b} \quad (\text{III.21})$$

L'estimation des paramètres  $a$  et  $b$  de Montana est encore simplifiée en prenant le logarithme de cette formule de manière à obtenir une relation linéaire :  $\ln(i(D)) = \ln(a) - b\ln(D)$

Pour chaque temps de retour  $T$ , la droite de régression passant par les couples  $(\ln(D), \ln(i_T(D)))$  permet d'estimer les paramètres de Montana.

### III.5 Application Pour L'établissement des Courbes IDF

#### III.5.1 Transformation des données 24 heures en données de courtes durées

Les données utilisées dans le cadre de ce travail sont regroupées dans le tableau. (III.3). Il s'agit des données de pluie de durée 24 heures.



Tableau .III.3: Pluies annuelles maximales de 24 heures

Année	Pluie de 24 heures
1988	39,50
1989	34,00
1990	44,00
1991	44,00
1992	82,00
1993	48,00
1994	35,50
1995	38,00
1996	15,00
1997	51,00
1998	56,00
1999	100,00
2000	32,00
2001	36,00
2002	68,00
2003	51,00
2004	72,00
2005	68,00
2006	48,00
2007	39,00
2008	37,80
2009	62,90

Les données du tableau précédent ont été utilisées pour l'obtention des pluies de courtes durées. Il s'agit des pluies ayant respectivement les durées : 1 heures, 3 heures, 6 heures et 12 heures. La transformation a été réalisée moyennant l'équation (V.15). Les résultats de cette démarche sont présentés dans le tableau suivant. (III.4)

Tableau.III.4: Pluies pour différentes durées

Hauteurs des Pluies maximales [mm]		Durée				
		[h]				
		1	3	6	12	24
Année	1988	17,8	23,5	27,9	33,2	39,50
	1989	15,4	20,2	24,0	28,6	34,00
	1990	19,9	26,2	31,1	37,0	44,00
	1991	19,9	26,2	31,1	37,0	44,00
	1992	37,0	48,8	58,0	69,0	82,00
	1993	21,7	28,5	33,9	40,4	48,00
	1994	16,0	21,1	25,1	29,9	35,50
	1995	17,2	22,6	26,9	32,0	38,00
	1996	6,8	8,9	10,6	12,6	15,00
	1997	23,0	30,3	36,1	42,9	51,00
	1998	25,3	33,3	39,6	47,1	56,00
	1999	45,2	59,5	70,7	84,1	100,00
	2000	14,5	19,0	22,6	26,9	32,00
	2001	16,3	21,4	25,5	30,3	36,00
	2002	30,7	40,4	48,1	57,2	68,00
	2003	23,0	30,3	36,1	42,9	51,00
	2004	32,5	42,8	50,9	60,5	72,00
2005	30,7	40,4	48,1	57,2	68,00	
2006	21,7	28,5	33,9	40,4	48,00	
2007	17,6	23,2	27,6	32,8	39,00	
2008	17,1	22,5	26,7	31,8	37,80	
2009	28,4	37,4	44,5	52,9	62,90	

### III.5 2 Test d'homogénéité

La question de l'homogénéité ou du non homogénéité des observations est un problème important, compte tenu des conséquences que peut entraîner l'utilisation de séries non homogènes, considérées en fait comme homogènes. Une série est dite homogène si les observations qui la composent ont été observées de la même façon et sont issues de la même Population. Une série temporelle est considérée comme homogène si aucun élément perturbateur ne l'a affectée, c'est-à-dire si la loi de distribution de l'élément mesuré (considéré comme une variable aléatoire) n'a pas changé pendant toute la période étudiée. Pour les statisticiens, la série de données est dite homogène si les propriétés statistiques de l'erreur de mesure affectant ces données sont restées invariables au cours de la période d'observation.

Les hétérogénéités peuvent être d'origine :

- climatique (tendance...), se traduisant alors de manière progressive ;
- artificielle (principalement par déplacements successifs des instruments, le mauvais état ou la défectuosité d'appareils de mesures, changement d'observateur, Le changement de type d'appareils, de leurs conditions d'installations (hauteur au-dessus du sol), apparaissant dans ce cas par des erreurs systématiques sur les mesures qui affectent tous les relevés à partir d'un moment précis. On parle alors de rupture d'homogénéité, validée en principe par le fichier historique des postes.

L'utilisateur des données doit connaître l'historique des stations d'observations ce qui permettra d'expliquer les causes de l'hétérogénéité lorsqu'elle existe. Cet historique comprend le nom de la station, les coordonnées, les périodes et le personnel d'exploitation et les détails sur son équipement.

Avant d'aborder l'étude de l'homogénéité de nos séries et donner les résultats nous allons présenter la méthode traitant cette question. Il existe des tests graphiques et numériques comme par exemple :

### III.5.2.1 Tests graphiques

#### ❖ Le simple cumul

Le principe consiste à cumuler les valeurs annuelles observées de chaque paramètre à traiter ; une fois que les valeurs sont cumulées, il faut les mettre en ordonnées et le temps en abscisse. A partir de cumuls en fonction du temps on dispose d'un nuage de points, ces derniers fluctuent autour d'une droite. Si on constate une cassure de la droite on conclut que la série correspondante présente une tendance, des observations erronées ou des valeurs exceptionnelles. Lorsque la cassure est nette on peut par simple lecture sur le graphique déterminer l'époque où s'est manifestée la tendance et contrôler dans les documents les causes de cette tendance.

La méthode du simple cumul ne permet pas de différencier dans le cas où l'on observerait une tendance, celle qui est propre à la station (hétérogénéité) d'une tendance climatique. Nous avons relégué ce test de notre étude, pour cette raison.

#### ❖ Le double cumul

Le principe de la méthode des doubles cumuls consiste à tracer progressivement le cumul d'un paramètre du poste à tester en fonction de celui du même paramètre de la série de

référence. Lorsque les séries sont homogènes, les points sont sensiblement alignés sur une droite. Les cassures dans la pente de la droite donnent les dates probables de rupture d'homogénéité.

#### ❖ La méthode du cumul des résidus

Dans la méthode du cumul des résidus, on calcule d'abord la régression entre la série étudiée et la série de référence. On peut alors former la série des résidus (le résidu étant l'écart entre la valeur vraie et la valeur estimée par régression). On effectue ensuite la somme de ces résidus que l'on pointe sur un graphe en fonction du temps. Si la série testée est homogène, la distribution de ces résidus est complètement aléatoire. Par contre, si la série est hétérogène, la courbe présente des portions anormalement croissantes ou décroissantes. Si elle sort d'une ellipse de significativité définie pour un intervalle de confiance donné, on peut conclure qu'une hétérogénéité est détectée à la cassure de la courbe.

### III.5.2.2 Tests numériques

#### Rappels sur les principes des tests statistiques

Une hypothèse statistique est simplement une assertion au sujet d'une population que l'on peut mettre à l'épreuve en tirant un échantillon au hasard. Une utilisation courante des statistiques est la notion du test. Un test est un mécanisme qui permet de trancher entre deux hypothèses au vu des résultats d'un échantillon : soient  $H_0$  (l'hypothèse nulle) et  $H_1$  (l'hypothèse alternative) ces deux hypothèses, dont une et une seule est vraie.

Le point de départ pour la mise en œuvre d'un test statistique est la définition d'une hypothèse dite nulle ( $H_0$ ) et de son alternative ( $H_1$ ). Dans le cas d'un test de tendance d'une série chronologique,  $H_0$  est l'absence de tendance dans la série de données, et  $H_a$  est la présence d'une tendance croissance ou décroissante. Dans le cas d'un test de rupture de pente, l'hypothèse  $H_0$  est l'absence de rupture,  $H_a$  correspondant à la présence d'une rupture de pente dans la série de données.

Dans le processus de prise de décision, on court le risque de commettre deux sortes d'erreurs distinctes:

- La première est de rejeter à tort  $H_0$  qui est vraie, c'est l'erreur de première espèce et sa probabilité est  $\alpha$ , le seuil d'erreur de test.
- La deuxième est d'accepter  $H_0$  alors qu'elle est fautive, c'est l'erreur de deuxième espèce et sa probabilité est notée  $\beta$ .

Le test statistique est le moyen de comparer les deux hypothèses  $H_0$  et  $H_1$ . C'est une valeur numérique calculée à partir de la série de données testée (on calcule la valeur d'une certaine variable appelée la « statistique » du test). Le test permet de choisir, parmi les deux hypothèses émises, celle qui a le plus de chances d'être vraie. Toutefois, en statistique, les hypothèses ne sont jamais « acceptées ». Il est préféré l'expression « on ne peut rejeter l'hypothèse  $H_0$  à un niveau de confiance » ou bien, dans le cas de l'alternative, « on doit rejeter l'hypothèse  $H_0$  et retenir l'hypothèse  $H_a$  à un niveau de confiance ».

Le niveau de confiance, ou niveau de signification, est un seuil de probabilité donné, comparé à la valeur calculée de la "statistique" du test pour savoir si l'écart observé est compatible avec l'hypothèse nulle ou non. On appelle **p-value** le niveau de signification le plus bas où l'hypothèse nulle peut être rejetée. Ainsi donc si  $p\text{-value} > \alpha$  alors l'hypothèse nulle ne peut être rejetée.

Le tableau suivant résume le dilemme du test d'hypothèses : l'état de la réalité est inconnu. On ne sait si  $H_0$  est vraie ou fausse. Si une décision de rejet ou de non-rejet doit être prise face à cette incertitude, on doit prendre le risque de commettre l'une ou l'autre des erreurs. Il y a quatre résultats possibles d'un test d'hypothèses.

Tableau.III.5 : test d'hypothèses

Résultats	Décision	
	$H_0$ acceptable	$H_0$ rejetée
Si $H_0$ est vraie	Décision correcte Probabilité = $1-\alpha$ = Seuil de confiance	<u>Erreur de 1<sup>ère</sup> espèce</u> Probabilité = $\alpha$ =Seuil du test
Si $H_0$ est fausse ( $H_1$ est vraie)	<u>Erreur 2<sup>ème</sup> espèce</u> Probabilité = $\beta$	Décision correcte Probabilité = $1-\beta$ = Puissance du test

Plus  $\alpha$  sera grand (respectivement petit), plus  $\beta$  sera petit (respectivement grand). Le fait d'imposer un  $\alpha$  faible conduit à une règle de décision plus stricte qui aboutit le plus souvent à n'abandonner l'hypothèse  $H_0$  que dans des cas rarissimes, et donc à conserver cette hypothèse quelque fois à tort. Le compromis entre les valeurs de  $\alpha$  et  $\beta$  est donc souhaitable bien que difficile à réaliser. Les valeurs les plus courantes sont 5%, 1% ou 10%.

Le niveau de confiance correspond à la probabilité qu'a la valeur du test statistique d'égaliser ou de dépasser la valeur observée lorsque l'hypothèse  $H_0$  (pas de tendance) est vraie. Par exemple, pour  $\alpha = 0,05$  la valeur critique du test statistique est celle qui serait dépassée par 5 % des valeurs des tests statistiques réalisés sur des données aléatoires. Si la valeur du test

statistique est plus importante que la valeur critique, alors l'hypothèse  $H_0$  est rejetée. Le niveau de confiance permet de rendre compte de la probabilité pour un test de détecter une tendance (rejet de  $H_0$ ) alors qu'aucune n'est effectivement présente (erreur de Type I ou erreur de première espèce).

Ainsi le niveau de confiance peut être interprété comme suit :

$> 0,1$  faible preuve contre l'hypothèse  $H_0$

$0,05 < < 0,1$  preuve possible contre l'hypothèse  $H_0$

$0,01 < < 0,05$  forte preuve contre l'hypothèse  $H_0$

$< 0,01$  très forte preuve contre l'hypothèse  $H_0$

Lorsque  $\alpha$  étant fixé, il faut choisir une variable de décision, variable qui doit apporter de l'information sur le problème posé, à savoir le choix entre les deux hypothèses. La loi de cette variable doit être parfaitement connue dans au moins une hypothèse (le plus souvent  $H_0$ ) afin de ne pas introduire de nouvelles inconnues dans le problème. On appelle alors région critique l'ensemble des valeurs de la variable de décision qui conduisent à écarter  $H_0$  au profit de  $H_1$ . On appelle région d'acceptation la région complémentaire de la région critique.

La zone ou région d'acceptation correspond à l'intervalle dans lequel les différences observées entre les réalisations et la théorie sont attribuables aux fluctuations d'échantillonnage. La région critique ou zone de rejet correspond donc aux intervalles dans lesquels les différences sont trop grandes pour être le fruit du hasard d'échantillonnage.

La construction d'un test est la détermination *a priori* de la région critique sans connaître le résultat de l'expérience. On peut donc résumer cette démarche de la manière suivante:

- Choix de  $H_0$  et de  $H_1$ .
- Choix de la valeur du risque de première espèce  $\alpha$
- Détermination de la région critique en fonction de  $\alpha$
- Calcul de la valeur expérimentale de la statistique
- Rejet ou acceptation de l'hypothèse nulle en fonction de la valeur observée.

### III.5.3 choix du test

Les tests non-paramétriques ne nécessitent pas d'hypothèse distribution des données des séries chronologiques. Ces tests permettent de détecter des tendances ou des changements mais ne sont généralement pas appropriés pour quantifier les pentes des tendances ou

l'amplitude des changements. Ils sont toutefois très utiles dans le domaine des sciences de l'eau car beaucoup de séries hydrologiques, hydrogéologiques ou hydrochimiques ne suivent pas une loi de distribution normale. Quelques tests non-paramétriques sont utilisés conjointement avec des méthodes permettant de quantifier les phénomènes (tendances ou ruptures) identifiés.

### III.5.3.1 Erreur du test statistique

Il existe deux types possibles d'erreurs. Une erreur de Type I, ou risque de première espèce, qui apparaît lorsque l'hypothèse  $H_0$  est incorrectement rejetée. Une erreur de type II, ou risque de seconde espèce, exprime le fait que l'hypothèse  $H_0$  n'est pas rejetée alors que l'hypothèse  $H_a$  est vraie. Un test statistique avec une faible erreur de type II est dit puissant.

### III.5.3.2 Robustesse du test statistique

La première qualité d'un test statistique est de respecter le risque de première espèce (erreur de type 1). Or, les valeurs critiques des tests ne sont en général valables que sous certaines conditions d'application (nombre de données, distribution...). Si ces contraintes ne sont pas respectées, le test pourra avoir tendance à rejeter l'hypothèse  $H_0$  trop souvent (test dit « libéral ») ou au contraire trop rarement (test dit « conservatif »). Les tests conservatifs sont généralement préférés aux tests libéraux car le risque de première espèce sera en réalité plus faible que celui spécifié (au détriment de la puissance définie ci-après). Si le risque reste stable même en dehors des conditions d'applications requises, le test sera dit robuste.

### III.5.3.3 Puissance du test statistique

C'est la probabilité de rejeter à raison l'hypothèse  $H_0$ . Dans le cadre de la détection de non-stationnarités il s'agit de la probabilité de détecter correctement une tendance ou une rupture. Cette probabilité dépend d'un certain nombre de facteurs comme la taille de l'échantillon, l'importance du changement à détecter, la position de la rupture, la distribution de la série à traiter, etc.

#### ➤ Remarque

- Il existe plusieurs tests statistiques qui sont utilisés pour s'assurer de l'homogénéité d'une série statistique. Dans ce contexte on peut citer le test de Mann-Whitney et celui de Wilcoxon.

#### ★ Le test de Mann-Whitney U

Le test de Mann-Whitney U est souvent considéré comme l'équivalent non paramétrique de test Student  $t$ . De même que le test paramétrique de Student  $t$ , le test non-paramétrique de Mann-Whitney U sert à déterminer s'il y a une différence entre deux groupes. La principale différence entre le test Mann-Whitney U et Student  $t$  implique la notion de distribution normale: Mann-Whitney est un test non-paramétrique, donc la distribution normale des données n'est pas nécessaire pour l'utilisation de ce test.

#### ★ Le test de 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  $W_X$  des rangs des éléments du premier échantillon :  $W_X = \sum \text{Rang } X$ .

Wilcoxon a montré que, dans le cas où les deux échantillons, à savoir X et Y, constituent une série homogène, alors la quantité  $W_X$  serait comprise entre  $W_{\max}$  et  $W_{\min}$ . Ces dernières valeurs sont données par les formules suivantes :

$$W_{\min} = \frac{N_1 + N_2 + 1}{2} - Z_{1-\frac{\alpha}{2}} * \sqrt{\frac{N_1 * N_2 + (N_1 + N_2 + 1)}{12}}$$

$$W_{\max} = (N_1 + N_2 + 1) * N_1 - W_{\min}$$

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

### III.5.4 Application

On l'aura compris, on est obligé de définir une série de référence. Cette série doit impérativement présenter les deux caractères suivants : elle est elle-même

homogène et elle est bien corrélée avec la série étudiée. S'il est facile de trouver pour chaque poste à tester un poste proche présentant une bonne corrélation, il est par contre délicat de caractériser l'homogénéité interne de chaque poste. On est donc obligé de se tourner vers le calcul de moyennes de séries pour définir une série de référence dans laquelle les hétérogénéités soient estompées. L'étude de l'homogénéité des séries par la méthode du double cumul est généralement confrontée au manque de tests statistiques valables pour

préciser la signification des cassures apparentes. Etant donné que les deux tests numériques sont presque identiques nous avons opté pour le plus maniable parmi eux à savoir le test de Wilcoxon. Les résultats de ce test, appliqué sur les données de 24 heures, sont présentés dans le tableau suivant :

pluie de 24h		
Date	lame précipitée	Rang
Année	[mm]	[-]
<b>1988</b>	21,64	1
<b>1989</b>	26,75	2
<b>1990</b>	29,89	3
<b>1991</b>	32,40	4
<b>1992</b>	34,59	5
<b>1993</b>	36,60	6
<b>1994</b>	38,52	7
<b>1995</b>	40,38	8
<b>1996</b>	42,22	9
<b>1997</b>	44,08	10
<b>1998</b>	45,97	11
<b>1999</b>	47,92	12
<b>2000</b>	49,98	13
<b>2001</b>	52,16	14
<b>2002</b>	54,52	15
<b>2003</b>	57,11	16
<b>2004</b>	60,04	17
<b>2005</b>	63,46	18
<b>2006</b>	67,60	19
<b>2007</b>	73,00	20
<b>2008</b>	80,98	21
<b>2009</b>	97,71	22

échantillon A échantillon B		
nb valeurs échantillon A $n_A =$	10	[-]
nb valeurs échantillon B $n_B =$	12	[-]
moyenne estimée échantillon A =	115	[-]
écart type estimée de l'échantillon A =	15,2	[-]
seuil de confiance =	0,10	[-]
variable normale centrée-réduite =	1,645	[-]
$W_{\min} =$	90,1	[-]
$W_{\max} =$	279,9	[-]
somme des rangs échantillon A (statistique de Wilcoxon) $W_A =$	253	[-]
	<b>échantillons A et B de la même population</b>	

$$W_{\min} < W_X < W_{\max} \leftrightarrow 253 < 216 < 279,9:$$

L'inégalité est vérifiée, et par voie de conséquence la série est homogène. La même conclusion peut être faite pour les autres séries dérivées à partir de cette série pour de différentes durées.

### III.5.4.1 Calcul des moments et des paramètres de la loi de Gumbel

tableau.III.6 : Moments des hauteurs maximales de pluie (mm)

Moments des hauteurs maximales de Pluie [mm]			Durée D				
			[h]				
			1	3	6	12	24
Moments	Moyenne [mm]	22,6	29,8	35,4	42,1	50,1	
	Ecart-type [mm]	8,64	11,37	13,52	16,08	19,12	

Tableau.III.7 : Paramètres de la loi de Gumbel

Paramètres de la loi de Gumbel [mm]			Durée D				
			[h]				
			1	3	6	12	24
Paramètres de la loi de Gumbel	$\alpha$ [mm]	6,73	8,86	10,54	12,53	14,91	
	$u$ [mm]	18,74	24,66	29,33	34,87	41,47	

### III.5.4.2 Calcul des hauteurs maximales de pluie

$$h_{max} = \alpha \cdot (-\ln(-\ln((T - 1)/T))) + u \quad (\text{III.22})$$

Les hauteurs de pluie sont calculées à l'aide des formules (V.14, V.15 et V.18)

**Tableau.III.8:** Hauteurs maximales de pluie pour des durées allant de 1 à 24 heures

Hauteurs de pluie maximales $h$ [mm]			Durée $D$				
			[h]				
			1	3	6	12	24
Période de Retour $T$	2	[Année]	21,2	27,9	33,2	39,5	46,9
	5	[Année]	28,8	38,0	45,1	53,7	63,8
	10	[Année]	33,9	44,6	53,0	63,1	75,0
	15	[Année]	36,7	48,4	57,5	68,4	81,3
	20	[Année]	38,7	51,0	60,6	72,1	85,7
	25	[Année]	40,3	53,0	63,0	75,0	89,2
	50	[Année]	45,0	59,2	70,5	83,8	99,6
	100	[Année]	49,7	65,4	77,8	92,5	110,0

### III.5.4.3 Détermination des logarithmes de la durée (D) et de la hauteur de pluie $h_{max}$ :

$$h = a \cdot D^b$$

$$\log(h) = \log(a) + b \cdot \log(D)$$

$$y = B + A \cdot x$$

**Tableau .III.9** Logarithmes de la durée (D) et de la hauteur de pluie  $h_{max}$

$\log(h)$ [mm]			$\log(T)$				
			[h]				
			0,00	0,48	0,78	1,08	1,38
Période de Retour $T$	2	[Année]	1,33	1,45	1,52	1,60	1,67
	5	[Année]	1,46	1,58	1,65	1,73	1,81
	10	[Année]	1,53	1,65	1,72	1,80	1,88
	15	[Année]	1,57	1,68	1,76	1,83	1,91
	20	[Année]	1,59	1,71	1,78	1,86	1,93
	25	[Année]	1,61	1,72	1,80	1,87	1,95
	50	[Année]	1,65	1,77	1,85	1,92	2,00
	100	[Année]	1,70	1,82	1,89	1,97	2,04

Tableau.III.10 Paramètres de la fonction IDF

<b>Paramètres de la fonction IDF</b>			<b>A</b>	<b>B</b>	<b>a</b>	<b>N</b>
			<b>[-]</b>	<b>[-]</b>	<b>[-]</b>	<b>[-]</b>
<i>Période de Retour T</i>	2	[Année]	0,748	1,326	21,206	0,748
	5	[Année]	0,749	1,460	28,839	0,749
	10	[Année]	0,750	1,530	33,893	0,750
	15	[Année]	0,753	1,565	36,745	0,753
	20	[Année]	0,754	1,588	38,741	0,754
	25	[Année]	0,756	1,605	40,279	0,756
	50	[Année]	0,758	1,653	45,016	0,758
	100	[Année]	0,759	1,697	49,718	0,759

#### III.5.4.4 Ajustement de la loi de Gumbel

On dispose premièrement de 5 durées des séries de 22 ans. On calcul la variable réduite de Gumbel  $y_i$  et la probabilité au non-dépassement  $F_x$  en fonction des  $x_i$  conformément à la définition de la loi de Gumbel.

#### Remarque :

Il faut que les valeurs de  $x$  suivent une loi de Gumbel.

Pour examiner ceci on opère de deux manières différentes :

- On compare la probabilité empirique avec la probabilité théorique
- Faire une représentation graphique sur le papier probabiliste (fig.III.4), et examiner visuellement si les points s'alignent sur une droite.

## "Durée 1h

Nr.	Hauteur de Pluie (classées)	Fempirique (selon Gringorton)	$y = -\ln(-\ln(\text{Fempirique}))$	$h_{\text{theo}} = (y * \alpha) + u$
	[mm]	[-]	[-]	[mm]
1	17,8	0,025	-1,302	9,970
2	15,4	0,071	-0,975	12,170
3	19,9	0,116	-0,768	13,562
4	19,9	0,161	-0,603	14,680
5	37,0	0,206	-0,457	15,661
6	21,7	0,251	-0,323	16,564
7	16,0	0,297	-0,195	17,423
8	17,2	0,342	-0,071	18,259
9	6,8	0,387	0,052	19,088
10	23,0	0,432	0,176	19,921
11	25,3	0,477	0,302	20,771
12	45,2	0,523	0,432	21,650
13	14,5	0,568	0,569	22,571
14	16,3	0,613	0,715	23,551
15	30,7	0,658	0,872	24,609
16	23,0	0,703	1,045	25,774
17	32,5	0,749	1,240	27,086
18	30,7	0,794	1,466	28,610
19	21,7	0,839	1,740	30,458
20	17,6	0,884	2,096	32,851
21	17,1	0,929	2,615	36,352
22	28,4	0,975	3,664	43,410

## "Durée 3h

Nr.	Hauteur de Pluie (classées)	Fempirique (selon Gringorton)	$y = -\ln(-\ln(\text{Fempirique}))$	$h_{\text{theo}} = (y * \alpha) + u$
	[mm]	[-]	[-]	[mm]
1	23,5	0,025	-1,302	13,121
2	20,2	0,071	-0,975	16,016
3	26,2	0,116	-0,768	17,849
4	26,2	0,161	-0,603	19,320
5	48,8	0,206	-0,457	20,611
6	28,5	0,251	-0,323	21,800
7	21,1	0,297	-0,195	22,930
8	22,6	0,342	-0,071	24,031
9	8,9	0,387	0,052	25,121
10	30,3	0,432	0,176	26,217
11	33,3	0,477	0,302	27,336
12	59,5	0,523	0,432	28,493
13	19,0	0,568	0,569	29,705
14	21,4	0,613	0,715	30,994
15	40,4	0,658	0,872	32,387
16	30,3	0,703	1,045	33,920
17	42,8	0,749	1,240	35,647
18	40,4	0,794	1,466	37,653
19	28,5	0,839	1,740	40,085
20	23,2	0,884	2,096	43,234
21	22,5	0,929	2,615	47,842
22	37,4	0,975	3,664	57,131

**"Durée 6h**

Nr.	Hauteur de Pluie (classées)	Fempirique (selon Gringorton)	yempirique=-ln(- ln(Fempirique))	$h_{theo}=(y * \alpha) +$ u
	[mm]	[-]	[-]	[mm]
1	27,9	0,025	-1,302	15,603
2	24,0	0,071	-0,975	19,047
3	31,1	0,116	-0,768	21,226
4	31,1	0,161	-0,603	22,975
5	58,0	0,206	-0,457	24,510
6	33,9	0,251	-0,323	25,924
7	25,1	0,297	-0,195	27,269
8	26,9	0,342	-0,071	28,577
9	10,6	0,387	0,052	29,874
10	36,1	0,432	0,176	31,178
11	39,6	0,477	0,302	32,508
12	70,7	0,523	0,432	33,884
13	22,6	0,568	0,569	35,326
14	25,5	0,613	0,715	36,859
15	48,1	0,658	0,872	38,515
16	36,1	0,703	1,045	40,338
17	50,9	0,749	1,240	42,392
18	48,1	0,794	1,466	44,778
19	33,9	0,839	1,740	47,669
20	27,6	0,884	2,096	51,415
21	26,7	0,929	2,615	56,894
22	44,5	0,975	3,664	67,941

**"Durée 12h**

Nr.	Hauteur de Pluie (classées)	Fempirique (selon Gringorton)	y=-ln(- ln(Fempirique))	$h_{theo}=(y * \alpha) +$ u
	[mm]	[-]	[-]	[mm]
1	33,2	0,025	-1,302	18,556
2	28,6	0,071	-0,975	22,650
3	37,0	0,116	-0,768	25,242
4	37,0	0,161	-0,603	27,322
5	69,0	0,206	-0,457	29,148
6	40,4	0,251	-0,323	30,829
7	29,9	0,297	-0,195	32,429
8	32,0	0,342	-0,071	33,984
9	12,6	0,387	0,052	35,526
10	42,9	0,432	0,176	37,077
11	47,1	0,477	0,302	38,659
12	84,1	0,523	0,432	40,295
13	26,9	0,568	0,569	42,010
14	30,3	0,613	0,715	43,833
15	57,2	0,658	0,872	45,802
16	42,9	0,703	1,045	47,970
17	60,5	0,749	1,240	50,413
18	57,2	0,794	1,466	53,250
19	40,4	0,839	1,740	56,689
20	32,8	0,884	2,096	61,143
21	31,8	0,929	2,615	67,659
22	52,9	0,975	3,664	80,796



## "Durée 24h

Nr.	Hauteur de Pluie (classées)	Fempirique (selon Gringorton)	$y = -\ln(-\ln(\text{Fempirique}))$	$h_{\text{Gumbel}} = (y * \alpha) + u$
	[mm]	[-]	[-]	[mm]
1	39,5	0,025	-1,302	22,067
2	34,0	0,071	-0,975	26,936
3	44,0	0,116	-0,768	30,018
4	44,0	0,161	-0,603	32,492
5	82,0	0,206	-0,457	34,663
6	48,0	0,251	-0,323	36,663
7	35,5	0,297	-0,195	38,564
8	38,0	0,342	-0,071	40,415
9	15,0	0,387	0,052	42,248
10	51,0	0,432	0,176	44,092
11	56,0	0,477	0,302	45,974
12	100,0	0,523	0,432	47,919
13	32,0	0,568	0,569	49,958
14	36,0	0,613	0,715	52,126
15	68,0	0,658	0,872	54,468
16	51,0	0,703	1,045	57,047
17	72,0	0,749	1,240	59,952
18	68,0	0,794	1,466	63,325
19	48,0	0,839	1,740	67,414
20	39,0	0,884	2,096	72,711
21	37,8	0,929	2,615	80,460
22	62,9	0,975	3,664	96,083

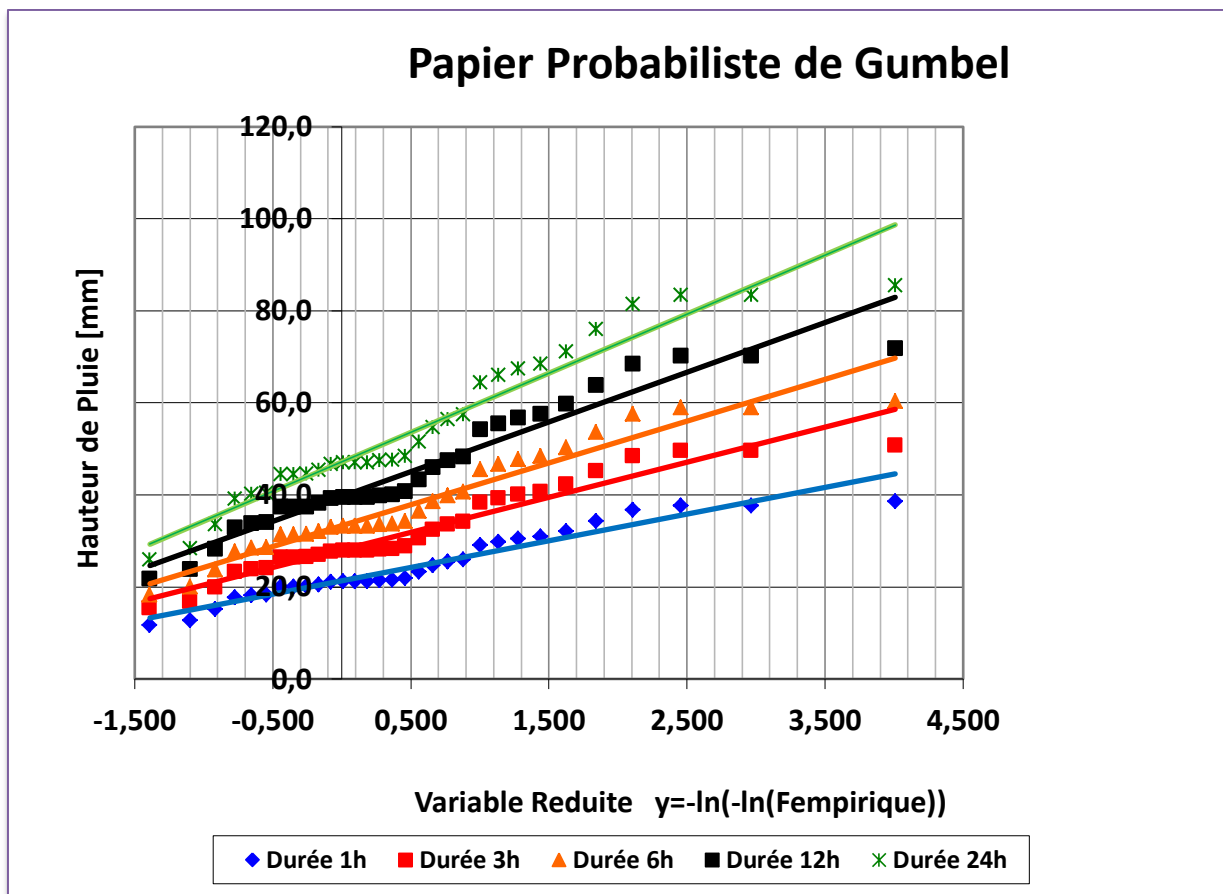
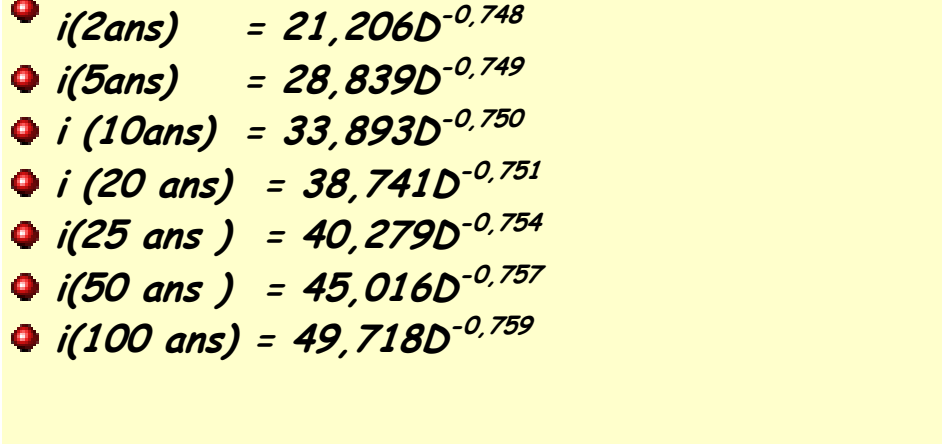


figure.III.4: Ajustement des échantillons à la loi de Gumbel

tableau.III.11: Hauteurs de pluie pour des durées allant de 0.5 à 10 heures

Hauteur maximale		Durée D [h]						
		0,5	1,5	2	2,5	3	5	10
Période de Retour <i>T</i>	2 [Année]	17,83	23,47	25,22	26,67	27,91	31,71	37,71
	5 [Année]	24,25	31,92	34,30	36,26	37,95	43,12	51,28
	10 [Année]	28,50	37,51	40,31	42,62	44,61	50,68	60,27
	15 [Année]	30,90	40,66	43,70	46,20	48,36	54,95	65,34
	20 [Année]	32,58	42,87	46,07	48,71	50,99	57,93	68,89
	25 [Année]	33,87	44,58	47,90	50,65	53,01	60,23	71,63
	50 [Année]	37,85	49,82	53,53	56,60	59,24	67,31	80,05
100 [Année]	41,81	55,02	59,13	62,52	65,43	74,35	88,41	

Les équations reliant les intensités aux durées et fréquences sont :



- $i(2ans) = 21,206D^{-0,748}$
- $i(5ans) = 28,839D^{-0,749}$
- $i(10ans) = 33,893D^{-0,750}$
- $i(20ans) = 38,741D^{-0,751}$
- $i(25ans) = 40,279D^{-0,754}$
- $i(50ans) = 45,016D^{-0,757}$
- $i(100ans) = 49,718D^{-0,759}$

figure.III.5 : Les équations reliant les intensités aux durées et fréquences

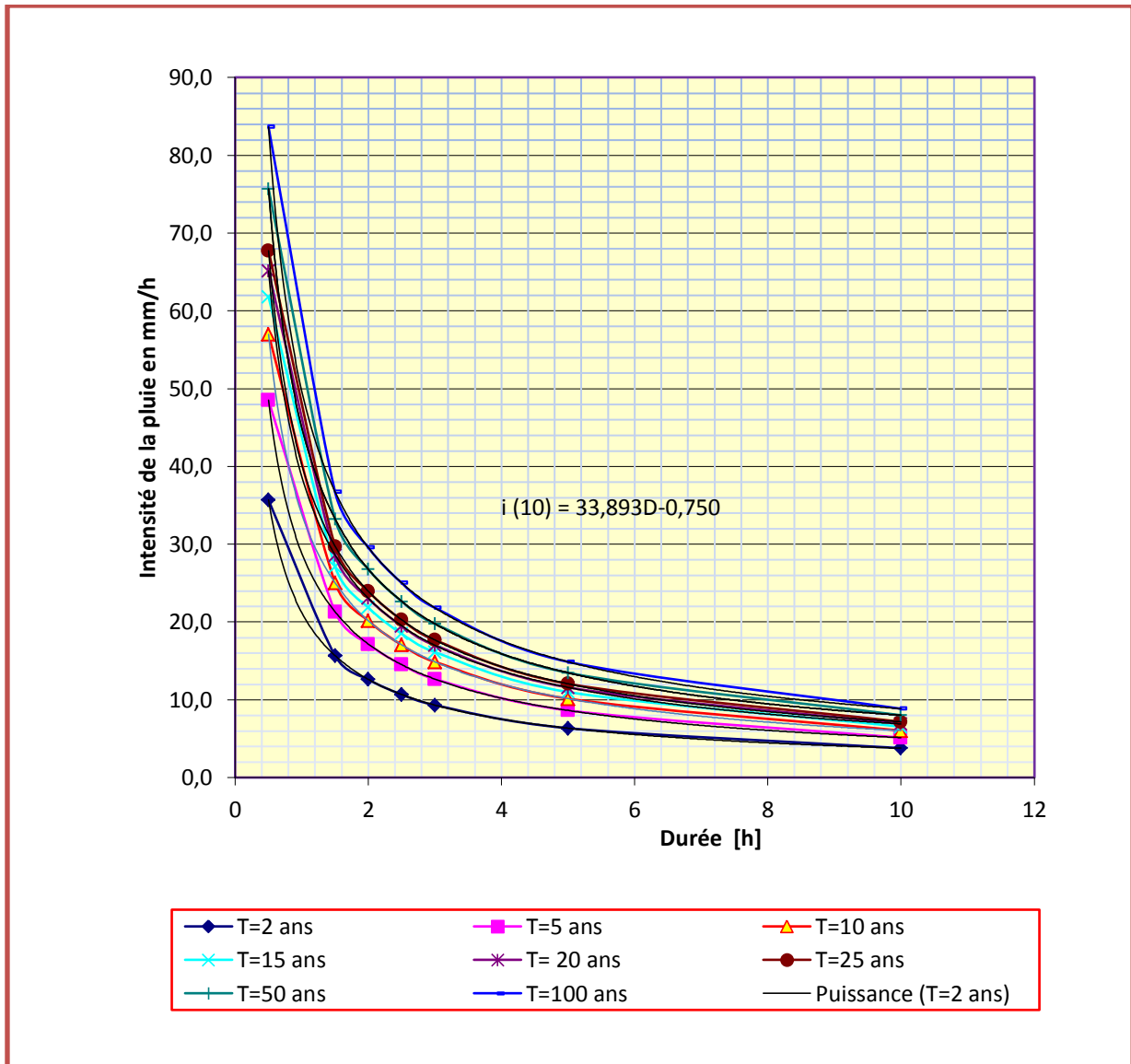


figure.III.6: courbes IDF pour la zone d'étude (Guelma)

## Introduction

Le hyétogramme est une courbe représentant les variations de l'intensité en fonction du temps. Dans le cadre des applications en milieu urbain, il convient de discrétiser les mesures à des pas de temps faibles, afin de mieux représenter l'évolution temporelle des intensités de pluie.

L'absence totale ou partielle d'informations locales suffisamment précises et la difficulté d'associer une fréquence d'occurrence à un événement pluviométrique réel (chaque hyétogramme est unique et donc sa probabilité d'occurrence est pratiquement nulle) ont conduit à établir des pluies de projet. La définition de la pluie de projet est la suivante :

« Il s'agit d'une pluie fictive, définie par un hyétogramme synthétique et statistiquement équivalente aux pluies réelles (bien que jamais observée). On lui affecte une période de retour qui est celle d'un ou plusieurs de ses éléments constitutifs : hauteur totale précipitée, hauteur précipitée sur un intervalle de temps inférieur à la durée totale (période intense), etc.»

Ce qu'il faut comprendre c'est que la pluie est un phénomène aléatoire par nature et que les événements pluvieux les plus critiques du point de vue hydraulique pour les réseaux d'assainissement sont les orages qui sont très localisés et qui ont une très faible probabilité de se produire là où se trouve un pluviographe. Ainsi les données pluviographiques locales étant rarement suffisantes, on a été amené à établir des pluies fictives appelées pluies de projet.

### IV.1 La pluie de projet

La pluie de projet est un événement fictif, représenté par un hyétogramme devant être caractéristique de la pluviométrie locale et devant permettre de simuler le comportement du réseau d'assainissement (débits et volumes). La pluie de projet est aussi associée à une période de retour. La pluie de projet vise ainsi à représenter, par un événement unique, les caractéristiques d'une pluviométrie locale qui affecte le réseau d'assainissement étudié.

On considère qu'une pluie de période de retour  $T$  génère un ruissellement dont les caractéristiques (débit de pointe, volume, etc.) ont une période de retour  $T'$  égale à  $T$ .

à partir des courbes intensité-durée- fréquence. Elle définit le hyétogramme à partir de trois paramètres.

- la hauteur d'eau précipitée pendant la période intense.
- la hauteur d'eau précipitée avant la période intense.
- la hauteur précipitée après la période intense.

Dans la réalité, l'analyse des pluies de projet montre qu'il n'y a pas identité des périodes de retour de la pluie et du ruissellement correspondant. Toutefois pour des raisons de simplicité on admet que  $T' = T$ .

Ainsi de manière schématique, une pluie de projet est définie par :

- sa durée : DP
- la hauteur totale précipitée : HT
- la répartition de cette hauteur sur la durée (hyétogramme).

La plus ancienne des méthodes de construction des hyétogrammes des pluies de projet est celle proposée par KEIFER en 1957 [KEIFER & CHU 1957]. Plus connue sous le nom de pluie de projet type CHICAGO, cette méthode permet de transformer les courbes Intensité-Durée- Fréquence en hyétogrammes de même période de retour.

La pluie de projet proposée par Keiffer et Chu se construit.

L'idée est simple, elle consiste à définir un hyétogramme de la pluie par deux caractéristiques essentielles de l'événement à savoir le volume d'eau précipitée au cours des différents pas de temps  $\Delta t$ , et la position du maximum.

soit une courbe intensité-durée-fréquence donnée, on a:  $i_m(t, T) = f(t)$

$i_m(t, T)$ : l'intensité moyenne maximale

T: période de retour

t: pas de temps.

## IV.2 Types de pluie de projet

Les trois types de pluies de projet les plus utilisés en sont :

- les pluies de type bloc
- les pluies de type Chicago
- les pluies de type double triangle

Dans ce qui suit une description succincte des pluies de ces trois types sera présentée, nous nous attarderons sur les pluies de type Chicago puisque ce sont celles qui déterminées dans le cadre de ce travail.

### IV.2.1 Pluie de type bloc

C'est la pluie de projet la plus simpliste. Il s'agit d'un hyétogramme de forme rectangulaire traduisant une intensité constante. Ce type de pluie est utilisé quand on s'intéresse au débit de pointe à évacuer et non à l'hydrogramme résultant.

Il s'agit simplement d'un hyétogramme de durée  $d_p$  avec une intensité  $i$  constante (Figure. IV.1). Ce type de pluie est utilisé dans des méthodes où l'on s'intéresse au débit de pointe à évacuer et non à l'hydrogramme résultant  $Q = Q(t)$ . C'est naturellement cette valeur du débit de pointe qui sert directement au dimensionnement des ouvrages. Ce type de pluie est utilisé par exemple dans la méthode de Caquot (Int, 1977) ou dans la formule rationnelle (Mitci, 1974). Il a également été souvent utilisé en Allemagne (Sieker, 1983 ; Bauer *et al.* 1989).

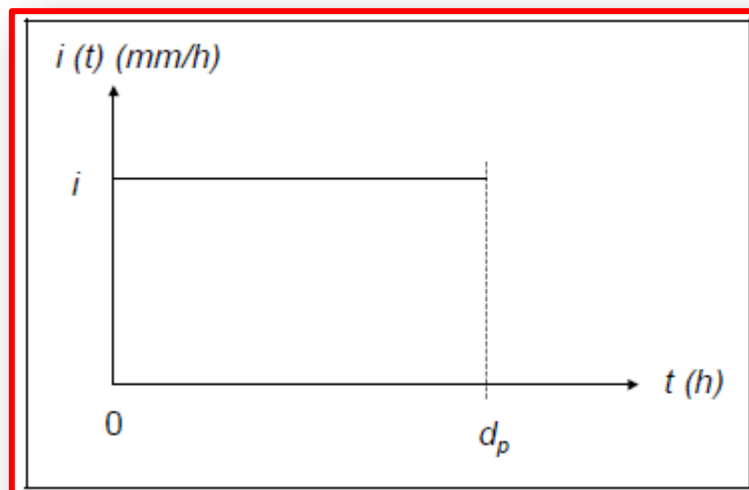


Figure. IV.1: Pluie de type bloc

### IV.2.2 La pluie de projet double triangle

En 1973, Debordes développe le concept de pluies de projet double triangle [DESBORDES & RAOUS 1976]. La méthode s'appuie sur l'analyse statistique de la forme d'une série chronologique de pluies réelles.

L'élaboration de la pluie double-triangle repose sur un double constat :

- les événements pluvieux réels provoquant des désordres dans les réseaux d'assainissement pluvial sont généralement constitués d'une période de pluie intense relativement courte située à l'intérieur d'une séquence de pluie de quelques heures ;
- le point précédent mis à part, aucune forme particulière de distribution temporelle des intensités n'est plus probable qu'une autre.

Desbordes (1974) a donc proposé de choisir une forme particulière de pluie de projet en raisonnant non plus par rapport au phénomène physique, mais par rapport aux éléments auxquels le modèle de ruissellement (utilisé après réservoir linéaire a permis de montrer qu'une forme simple, doublement triangulaire, fournissait des formes d'hydrogrammes et des valeurs de débit maximum peu sensibles à des erreurs sur le paramètre principal du modèle de ruissellement : le lag time.

Cette pluie de projet est entièrement définie par cinq paramètres (Figure. IV.2):

- la durée totale  $t_3$  (quelques heures) ;
- la durée de la période de pluie intense :  $t_1$  (quelques dizaines de minutes) ;
- la position de la pointe d'intensité par rapport au début de la pluie : rapport  $t_2 / t_3$  ;
- l'intensité atteinte au début de la période intense :  $i_1$  ;
- l'intensité maximale atteinte pendant la période intense :  $i_2$ .

Les principaux éléments de choix sont les suivants :

- la durée totale  $t_3$  peut être prise égale à 4 heures (valeur par défaut : en pratique, cette durée devrait être adaptée à chaque bassin versant et à son temps de concentration). Sur cette durée  $t_3$ , il tombe plus de 80 % de la hauteur totale des épisodes pluvieux significatifs dans 73 % des cas. Par ailleurs, pour les grands bassins versants sur lesquels des pluies plus longues pourraient paraître intéressantes, la variation relative du débit de pointe obtenu n'est que de 2 % lorsque la durée totale de la pluie passe de deux à quatre heures.
- la durée de la période de pluie intense  $t_1$  peut être choisie entre quinze minutes et une heure selon la nature et la surface du bassin versant étudié.



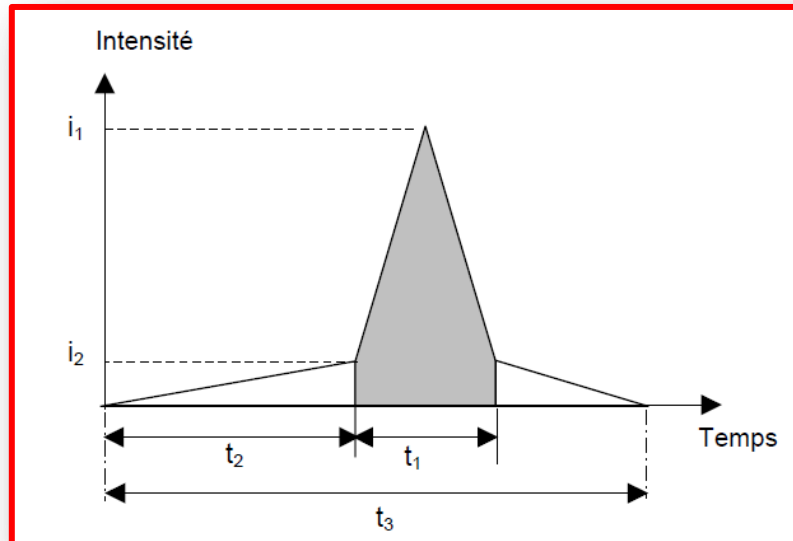


Figure. IV.2: Exemple de pluie de projet double triangle

- la position de la période de pluie intense au sein de l'averse ( $\theta = t_2 / t_3$ ) influe de façon sensible sur le débit de pointe (le débit augmente avec  $\theta$ ). L'analyse des pluies n'a pas permis de mettre en évidence une valeur préférentielle de  $\theta$ . On pourra donc prendre  $\theta = 0.5$ , valeur moyenne, ou  $\theta = 0.75$  pour se placer dans une situation plus défavorable au sens des débits de pointe.
- la hauteur précipitée pendant la période de pluie intense constitue la grandeur qui influe le plus sur le débit de pointe. Sa valeur pourra être prise égale à l'intensité moyenne maximum correspondant à la même durée sur les courbes Intensité-Durée-Fréquence caractérisant la région pluviométrique et la période de retour choisie.
- la hauteur précipitée en dehors de la période de pluie intense joue un rôle moindre sur la valeur du débit de pointe. Sa valeur devra correspondre à une période de retour plus faible que celle pour laquelle on calcule le débit de pointe.

Une analyse théorique du comportement du modèle du réservoir linéaire a conduit Chocat *et al.* (1981) à proposer des formules permettant de calculer directement les paramètres précédents. La pluie est supposée symétrique, le calcul des autres coefficients s'effectue à partir des coefficients  $a$  et  $b$  d'un ajustement de type Montana de la pluviométrie locale et d'une estimation grossière du lag time  $K$  du bassin versant à étudier :

$$t_1 = 0,5 K \quad , t_2 = 2,25 K \quad , t_3 = 5 K$$

$$i_1 = (0,25K)^b * \frac{1 - (0,1)^{b+1}}{0,9(0,1)^b} * 120 * a * 2^b$$

$$i_2 = (0,25K)^b * \frac{(0,1)^b - 1}{0,9(0,1)^b} * 120 * a * 2^b$$

Dans les équations précédentes, les temps  $t$  et le lag-time  $K$  sont exprimés en minutes, et les intensités  $i_1$  et  $i_2$  sont exprimées en mm/h.

L'intérêt des trois équations précédentes est de permettre un passage direct entre les coefficients de Montana des courbes IDF et les caractéristiques de la pluie de projet. Les valeurs des débits de pointe calculées sont peu sensibles aux valeurs de  $t_1$  et  $t_2$ , donc de  $K$ . En cas d'utilisation sur un réseau drainant des bassins versants emboîtés de surfaces très différentes, il est cependant utile de tester plusieurs valeurs de  $K$ .

Les valeurs de ces paramètres sont obtenues à partir du modèle des réservoirs linéaires. Les calculs s'effectuent à partir de l'estimation du temps de réponse du bassin versant  $K$  « lag time » et des paramètres  $a$  et  $b$  de la loi de MONTANA adaptés à la pluviométrie locale. Cependant, la construction de la pluie de projet impose de connaître les caractéristiques des bassins versants à travers la valeur de leur temps de réponse  $K$ . Or, ce paramètre n'est pas forcément connu et les erreurs d'estimation sur sa valeur sont loin d'être négligeables.

Parmi ces paramètres,  $\theta$  permet d'influer sensiblement sur la valeur des débits de pointe.

Cependant, aucune étude des pluies n'a permis de définir une valeur standard de  $\theta$ .

### IV.2.3 Pluie de type Chicago

La méthode développée par Keifer et Chu (1957) utilise les courbes « Intensité – Durée – Fréquence » et les équations qui en dérivent pour établir un hyétogramme synthétique à une station donnée. Le hyétogramme proposé est ajusté à deux courbes exponentielles, l'une avant, l'autre après la pointe de l'averse, cette dernière étant définie par un coefficient d'avancement  $r$ . Cette méthode a été développée à Chicago -ce qui lui donne son nom- pour la conception d'égout, mais peut facilement être utilisée dans d'autres zones du globe où les

enregistrements adéquats de précipitations sont disponibles. Si l'on considère le hyétogramme suivant (figure. IV.3).

- Une ligne horizontale (dessinée en gras), représentant une intensité donnée  $i$ , coupera le hyétogramme avant et après la pointe d'intensité de l'averse.

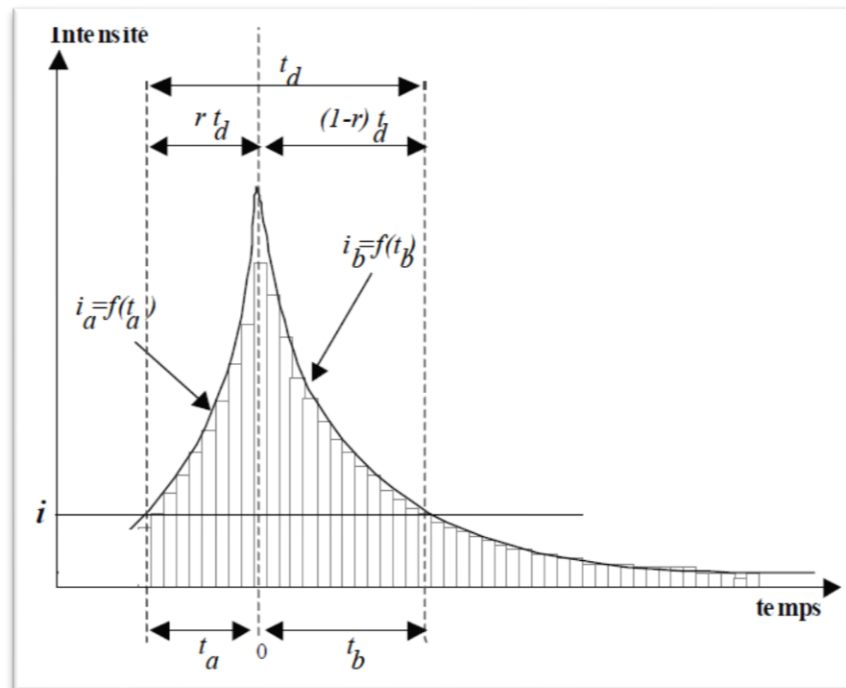


Figure. IV.3 : la pluie Chicago

- En partant du pic d'intensité comme origine, on définit le temps d'intersection  $t_a$  avant le pic d'intensité, et le temps d'intersection  $t_b$  après le pic d'intensité. La durée totale entre les deux intersections  $t_d$  est égale :

$$t_d = t_a + t_b \quad (IV.1)$$

- On définit le coefficient d'avancement de l'averse  $r$ , défini comme le rapport du temps  $t_a$  « avant le pic d'intensité » sur la durée totale de l'averse  $t_d$  :

soit ( $r = t_b / t_d$ ) : le rapport de la durée écoulée entre le début de l'événement et l'apparition du pic à la durée totale d'où :

$$r = \frac{t_a}{t_b} \quad \text{avec } 0 < r < 1 \quad (\text{IV.2})$$

Le cas idéal est celui dans lequel on peut obtenir la variable  $r$  à partir des analyses sur des pluies. Cependant Kiefer et Chu (1957) ainsi que Yen et Chow (1975), dans leurs recherches indiquent que le pic de la pluie tend à décroître dans le deuxième quart de l'événement pluvieux de durée  $t_D$ , ce qui implique que la moyenne se situe aux environs de  $0.375 * t_D$ . En absence d'analyses locales détaillées, on peut donc admettre que :

$$r = 0.375 * t_D.$$

$t_d$  en heures

D'après les équations (IV.1) et (IV.2) on peut écrire :

$$t_d = \frac{t_a}{r} = \frac{t_b}{1-r} \quad (\text{IV.3})$$

- Comme le montre la figure, on peut ajuster deux courbes exponentielles,  $i_a = f(t_a)$  et  $i_b = f(t_b)$ , au hyétogramme précédent, où  $i_a$ , et  $i_b$  représentant respectivement l'intensité avant et après le pic d'intensité.

La pluie totale  $I$  pendant la durée  $t_d$  s'exprime donc par :

$$I = \int_0^{t_a} f(t_b) * dt_a + \int_0^{t_b} f(t_b) * dt_b = \int_0^{r*t_d} f(t_a) * dt_a + \int_0^{(1-r)*t_d} f(t_b) * dt_b \quad (\text{IV.4})$$

Cette dernière expression nous permet d'obtenir l'intensité de la pluie avant et après l'intensité maximale. En effet, on a  $f(t_a) = f(t_b) \quad \forall t_a$ , et on ainsi, d'après l'équation (IV.4)

On peut écrire :

$$\frac{dI}{dt_a} = f(t_a) = f(t_b) \quad (\text{IV.5})$$

Si l'on considère la valeur  $i_{moy}$ , comme l'intensité moyenne de la pluie durant  $t_d$  (qui n'est autre que la ligne horizontale en gras) on a alors :

$$I = i_{moy} * t_d \quad (IV.6)$$

Et ainsi

$$\frac{dI}{dt_a} = t_a * \frac{di_{moy}}{dt_a} + i_{moy} = f(t_a) = f(t_b) \quad (IV.7)$$

Keiffer a choisi pour l'ajustement des courbes intensité-durée-fréquence la formule :

$$i_{moy} = \frac{a}{(t^b + c)}$$

Où a, b, c sont des coefficients connus à partir des courbes intensité-durée-fréquence

Il est alors possible de développer un hyétogramme synthétique de ce type en définissant la valeur  $i_{moy}$ , d'après la relation de Talbot généralisée. En substituant cette intensité dans l'équation (IV.7) on montre que l'intensité  $i$  pour laquelle la ligne (en gras) intercepte le hyétogramme pour une durée  $t_d$  est donnée par :

$$i = \frac{a[(1-c)t_d + b]}{(t_b + b)^{(c+1)}} \quad (IV.8)$$

Les équations pour les intensités  $i_a$  et  $i_b$  (avec les temps relatifs  $t_a$  et  $t_b$  avant et après la pointe

de l'averse) sont obtenues en substituant  $t_d$  dans (IV.8) et en utilisant (IV.3). Obtiens les équations (IV.9) et (IV.10) :

$$i_a = \frac{a \left[ (1-c) \frac{t_a}{r} + b \right]}{\left( \frac{t_a}{r} + b \right)^{(c+1)}} \quad (\text{IV.9})$$

$$i_b = \frac{a \left[ (1-c) \frac{t_b}{1-r} + b \right]}{\left( \frac{t_b}{1-r} + b \right)^{(c+1)}} \quad (\text{IV.10})$$

Dans le cas où utilise Les courbes IDF sont représentées par la formule classique de Montana

$$i_{moy}(t, T) = a * t^b \quad (\text{IV.11})$$

Avec

- $i_{mm}$  intensité moyenne maximale sur une durée  $t = dp$  et de période de retour  $T$  (mm/h)
- $t$  temps (h)
- $a, b$  coefficients numériques dépendant de  $T$  et du site géographique

Dans ce cas, le hyétogramme cumulé s'écrit :

$$H(t) = i_{moy}(t, T) * t = a * t^{b+1}$$

et l'intensité instantanée associée  $i(t)$  est donnée par la relation :

$$i(t) = \frac{dH(t)}{dt} = (b + 1)at^b$$

Ces courbes sont représentées (Figure. IV.4) :

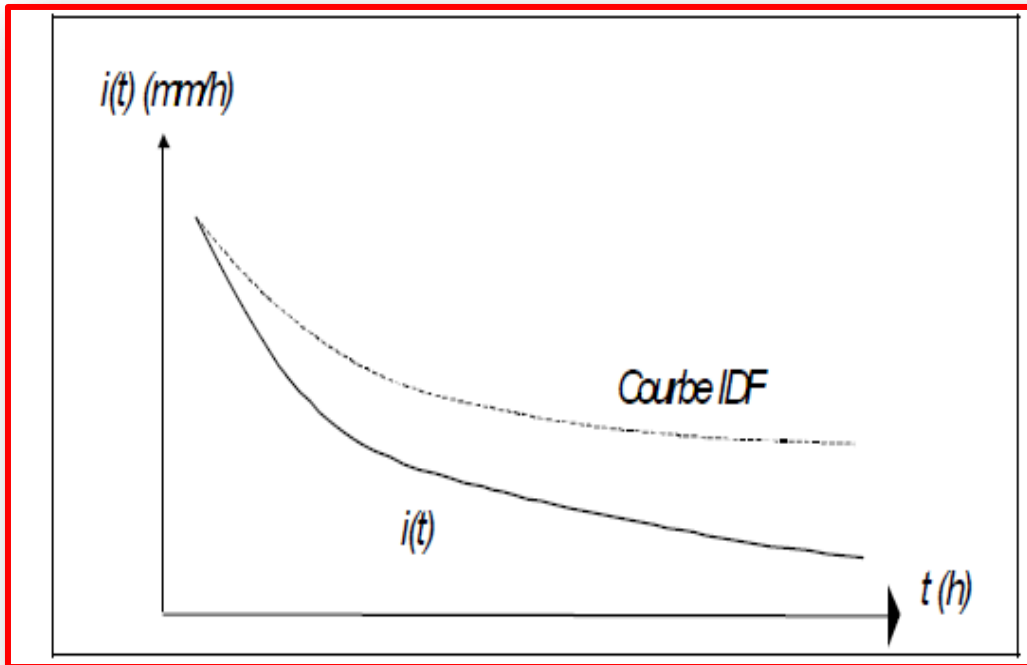


Figure. IV.4: Courbe  $i(t)$  de type Chicago obtenue à partir de la courbe IDF

La période de retour du hyétogramme ainsi établi s'avère supérieure à la période de retour  $T$  de la courbe IDF initiale puisque chaque valeur de pluie sur une durée  $t$  inférieure à  $dp$  est de période de retour  $T$ . Dans la pratique, on discrétise la courbe avec un pas de temps  $\Delta t$ , en prenant sur les courbes IDF les valeurs de  $i_{mm}(dp, T)$  pour des valeurs successives de  $dp$  égales à des multiples impairs de  $\Delta t$  :  $\Delta t, 3 \Delta t, 5 \Delta t, 7 \Delta t, \dots$  pour centrer la pointe d'intensité sur un seul pas de temps. En partant de la valeur maximum de l'intensité, on obtient alors des hyétogrammes du type de la (Figure. IV.5).

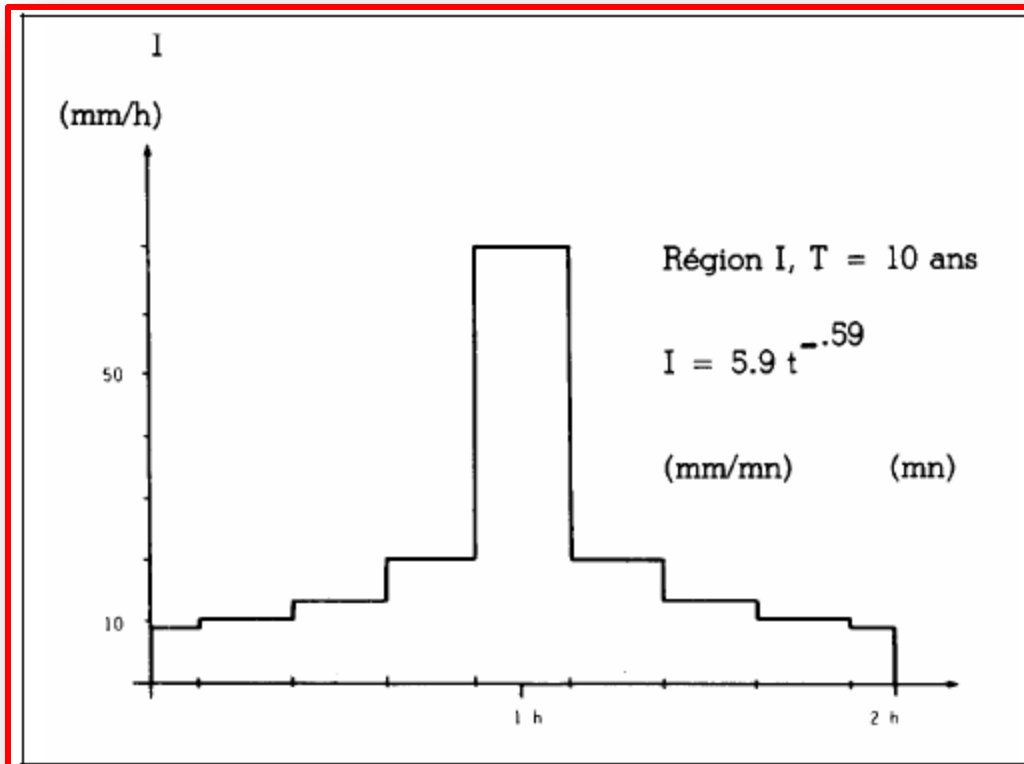


Figure. IV.5: Pluie de type Chicago centrée et discrétisée au pas de temps 15 min (extrait de Hémain, 1986)

### IV.3 Application

Les pluies de projet qui peuvent être adoptées pour élaborer le diagnostic du fonctionnement hydraulique du réseau pluvial de la ville de Guelma sont des pluies de durée 2 heures, de type double-triangle centré. De tels types de pluies sont préconisés par le Laboratoire d'Hydrologie Mathématique de Montpellier (Guide de construction et d'utilisation des pluies de projet, 1983) car ils offrent une bonne représentativité de la structure réelle des précipitations intenses qui ont lieu en été dans le bassin méditerranéen.

Comme cas illustratif on a considéré dans le cadre de ce travail la pluie correspondante à une période de retour de 10 ans. Cette dernière est obtenue à partir des courbes IDF élaborées précédemment, son expression est donnée par la relation suivante :

$$i(t, 10 \text{ ans}) = 33,893t^{-0,75}$$



Le coefficient d'avancement de l'averse  $r$ , défini comme le rapport du temps  $t_a$  « avant le pic d'intensité » sur la durée totale de l'averse  $t_d$  :

$$r = \frac{t_a}{t_b} \quad \text{avec } 0 < r < 1 \quad (\text{IV.2})$$

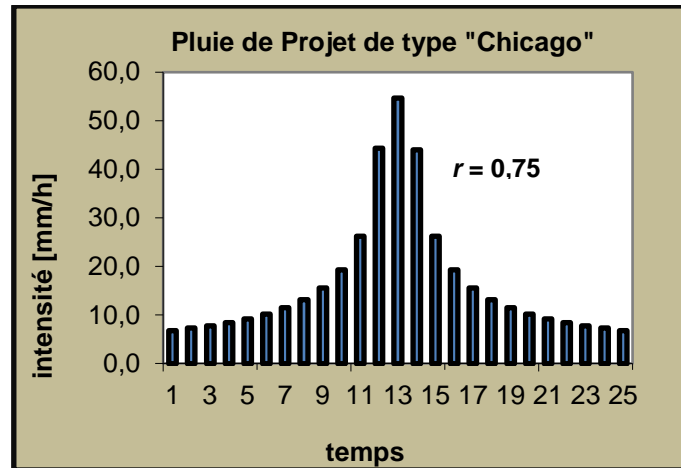
Conformément aux travaux de Kiefer et Chu (1957) ainsi que Yen et Chow (1975), En absence d'analyses locales détaillées, on peut donc admettre que :

$$r = 0.375 * t_D.$$

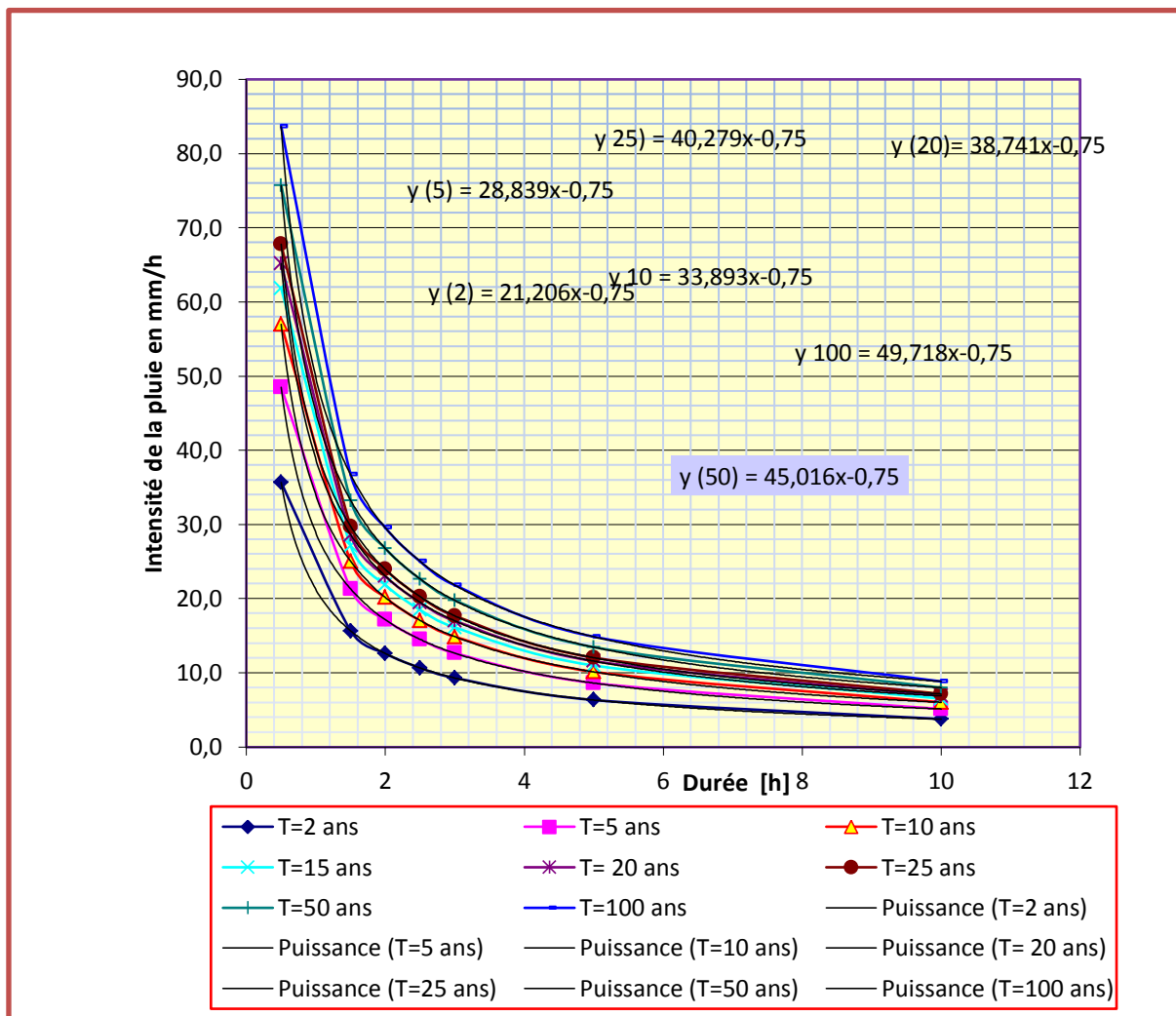
Les résultats sont regroupés dans les tableaux .... et illustrés par la figure suivant :

$r =$	0,75		Centre de l'averse =	
$t_b =$	120	[min]	90	[min]
$T =$	5	[ans]		
$\square t$	5	[min]		

Temps [min]	Temps relatifs $t_a$ et $t_b$ [min]	$T_d$ [min]	Intensité instantanée [mm/h]	Incrément de pluie [mm]
0	60	80,0	6,8	0,0
35	55	73,3	7,3	4,1
40	50	66,7	7,8	0,6
45	45	60,0	8,5	0,7
50	40	53,3	9,3	0,7
55	35	46,7	10,2	0,8
60	30	40,0	11,5	0,9
65	25	33,3	13,2	1,0
70	20	26,7	15,6	1,2
75	15	20,0	19,3	1,5
80	10	13,3	26,2	1,9
85	5	6,7	44,4	2,9
90	0	0,0	54,6	4,1
95	5	6,7	44,0	4,1
100	10	13,3	26,2	2,9
105	15	20,0	19,3	1,9
110	20	26,7	15,6	1,5
115	25	33,3	13,2	1,2
120	30	40,0	11,5	1,0



La somme de tous les incréments de précipitations donnent la lame précipitée totale, soit 37.0 mm, ce qui est légèrement supérieure au calcul de la question 1 (avec les IDF). Ceci est en fait dû à la discrétisation utilisée pour calculer les incréments de pluies. Un pas de temps plus faible (par exemple 2 min) minimiserait cette différence.

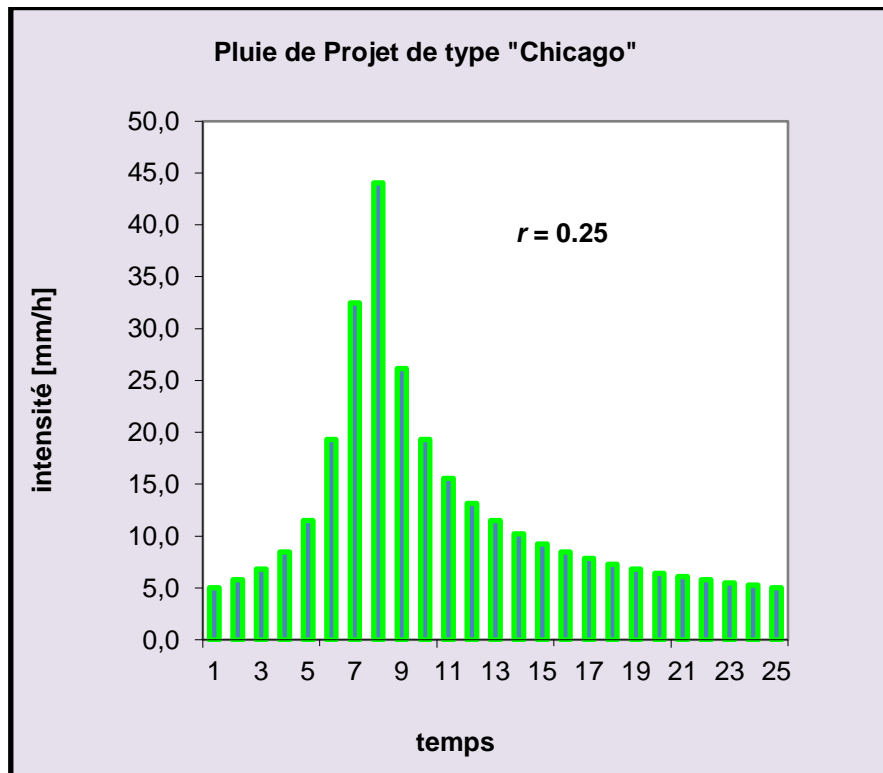


Dans une seconde étape on a fait varier  $r$ , et sa valeur est prise égale à 0,25. Les résultats de cette opération sont présentés dans les tableaux .... et schématisés par la figure suivante

La somme de tous les incréments de précipitations donnent la lame précipitée totale, soit 25.0 mm, ce qui est légèrement supérieure au calcul avec  $r=0,75$  (avec les IDF). Ceci est en fait dû à la discrétisation utilisée pour calculer les incréments de pluies. Un pas de temps plus faible (par exemple 2 min) minimiserait cette différence.

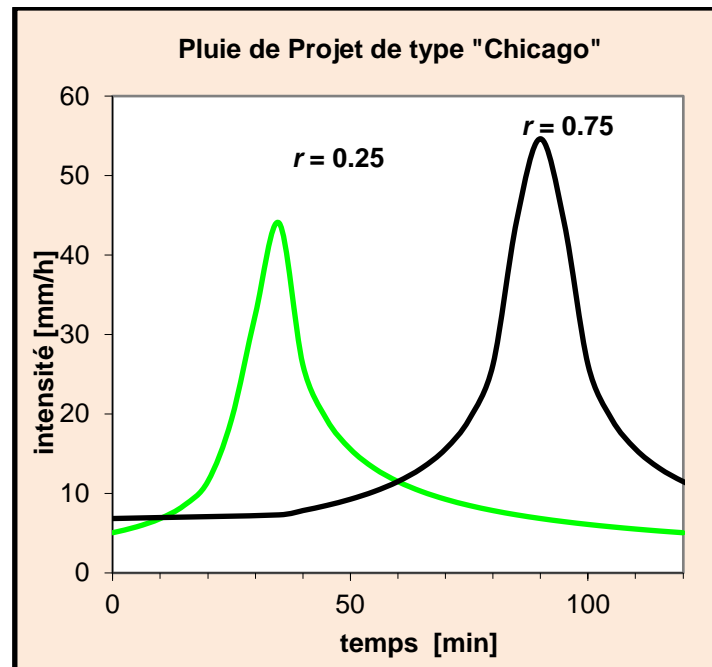
$r=$	0,25		<b>Centre de l'averse =</b>	
$t_b=$	120	[min]	30	[min]
$T=$	5	[ans]		
$\Delta t$	5	[min]		

Temps	Temps relatifs $t_a$ et $t_b$	$T_d$	Intensité instantanée	Incrément de pluie
[min]	[min]	[min]	[mm/h]	[mm]
0	30	120	5,0	
5	25	100	5,8	0,5
10	20	80	6,8	0,5
15	15	60	8,5	0,6
20	10	40	11,5	0,8
25	5	20	19,3	1,3
30	0	0	32,5	2,2
35	5	6,67	44,0	3,2
40	10	13,33	26,2	2,9
45	15	20,00	19,3	1,9
50	20	26,67	15,6	1,5
55	25	33,33	13,2	1,2
60	30	40,00	11,5	1,0
65	35	46,67	10,2	0,9
70	40	53,33	9,3	0,8
75	45	60,00	8,5	0,7
80	50	66,67	7,8	0,7
85	55	73,33	7,3	0,6
90	60	80,00	6,8	0,6
95	65	86,67	6,4	0,6
100	70	93,33	6,1	0,5
105	75	100,00	5,8	0,5
110	80	106,67	5,5	0,5
115	85	113,33	5,3	0,4
120	90	120,00	5,0	0,4



Dans La figure suivante les résultats des deux opérations sont confrontés. On peut facilement remarquer l'influence de  $r$  sur l'allure de la répartition cde la pluie.

La figure suivante montre l'influence du choix de  $r$  sur la forme de l'averse : on peut ainsi voir que le coefficient  $r$  agit sur la position de la pointe de l'intensité de la pluie de projet



Ces répartitions peuvent être utilisées par la suite dans l'élaboration des hydrogrammes ou pour la détermination de la pluie nette (effective), comme le montre l'exemple hypothétique suivant. Il s'agit de l'application du modèle de Horton pour le cas suivant :

taux initial d'infiltration $i_0 =$	28,0	[mm/h]
taux final d'infiltration $i_f =$	7,0	[mm/h]
constante empirique $k =$	1,6	[1/h]

$${}_0 f(t) = f_c + (f_0 - f_c)e^{-kt} \quad (\text{IV.12})$$

Ou:

$f(t)$  = capacité d'infiltration ou temps  $t$  [mm/h];

$f_0, f_c$  = capacité d'infiltration respectivement initiale et finale, dépend surtout du type de sol [mm/h];

$t$  = temps écoulé depuis le début de l'averse [h];

$k$  = constante empirique, fonction de la nature du sol  $t$  [min<sup>-1</sup>]

Le modèle de Horton est un modèle ou fonction mathématique qui décrit la façon dont le sol réagit en matière d'infiltration du début de l'averse jusqu'à la fin de celle-ci. Il représente la capacité du sol à infiltrer l'eau de pluie en fonction du temps. Cette fonction dépend de la capacité initiale du sol à infiltrer l'eau, d'une capacité finale au delà de laquelle le sol ne peut plus absorber de l'eau et d'un paramètre qui dépend de la nature du sol.

Au début de l'averse, la capacité d'infiltration est maximale et elle diminue d'une manière exponentielle jusqu'à atteindre sa capacité finale. Cette fonction est un modèle de production, confrontée à la pluie mesurée ou brute permet de séparer la pluie nette de la pluie mesurée. En effet, tout ce qui se trouve au dessus de la courbe de la capacité d'infiltration ruisselle et tout ce qui se trouve en dessous s'infiltré dans le sol.

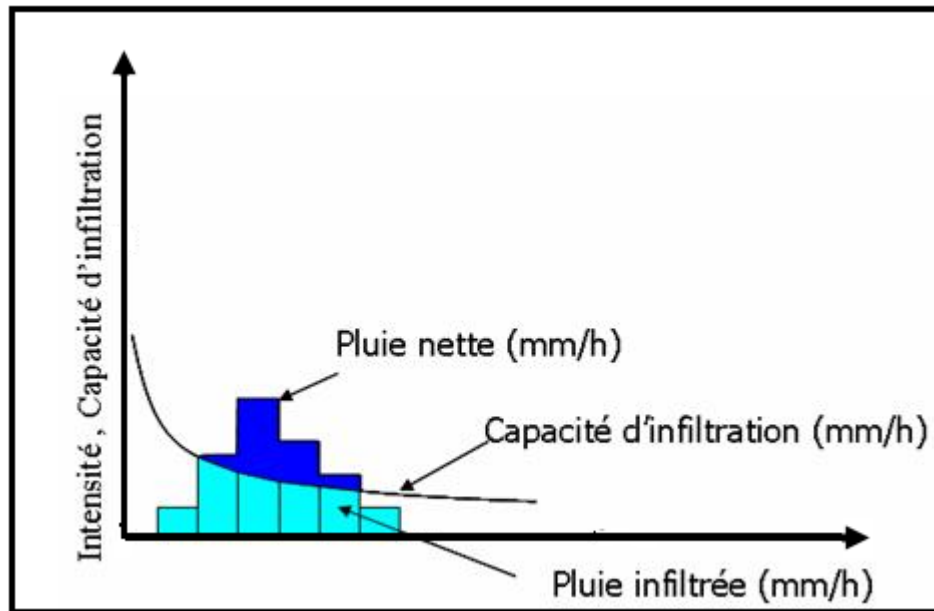


Figure. IV.6: la capacité d'infiltration ruisselle et tout ce qui se trouve en dessous s'infiltré dans le sol.

La superficie sous la courbe de la (figure IV.6) indique par pour chaque pas de temps la hauteur d'eau qui est infiltrée durant cet intervalle. À la limite, la valeur du paramètre  $f_c$  s'approche et tend vers la valeur de la conductivité hydraulique à saturation du sol  $K_s$ . Cette conductivité hydraulique est directement reliée à la capacité d'infiltration du sol et, mis à part bien entendu les caractéristiques intrinsèques du sol en place, elle dépend notamment de la teneur en eau initiale du sol ainsi que de l'état de la surface que l'eau doit traverser pour amorcer le processus d'infiltration. Ces deux notions sont importantes à considérer, en particulier pour la conception des pratiques de gestion impliquant de l'infiltration.

### IV.3.1 Paramètres du modèle

Le modèle nécessite l'estimation des trois paramètres contenus dans l'équation (IV.12) soit  $f_c$ ,  $f_0$  et  $k$ . Idéalement, ces estimations devraient être basées sur les résultats de tests in situ, et

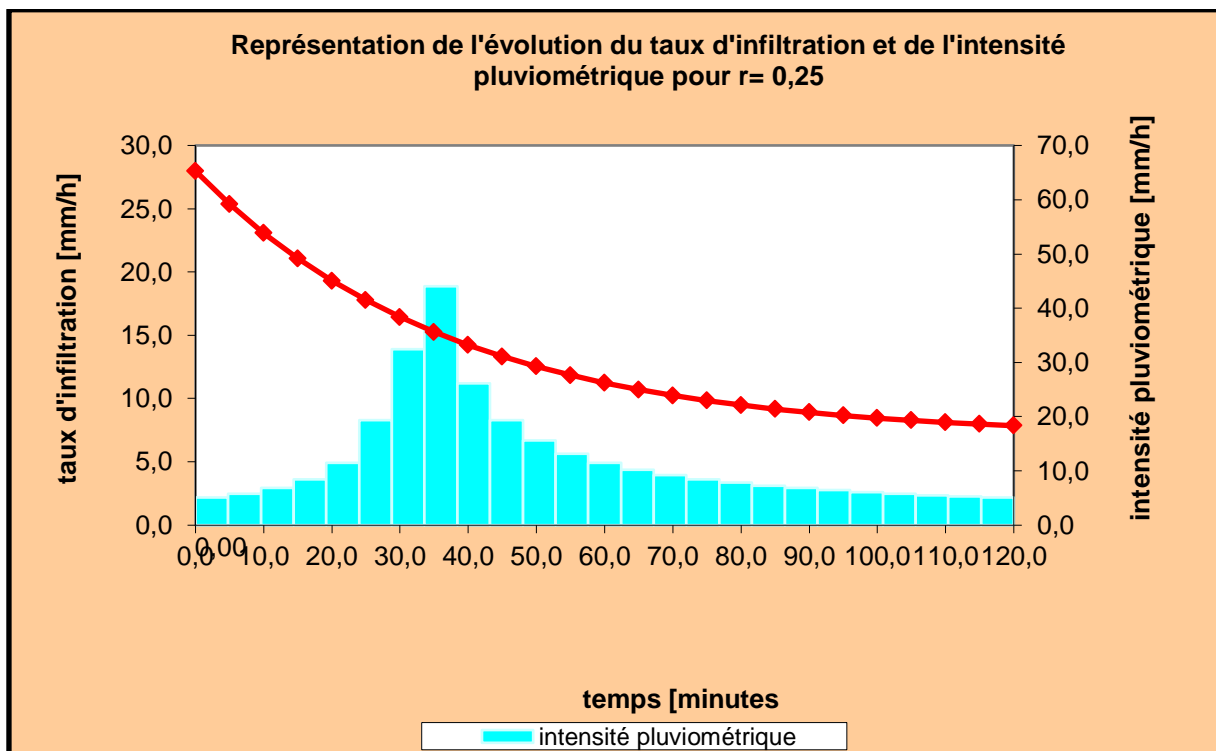
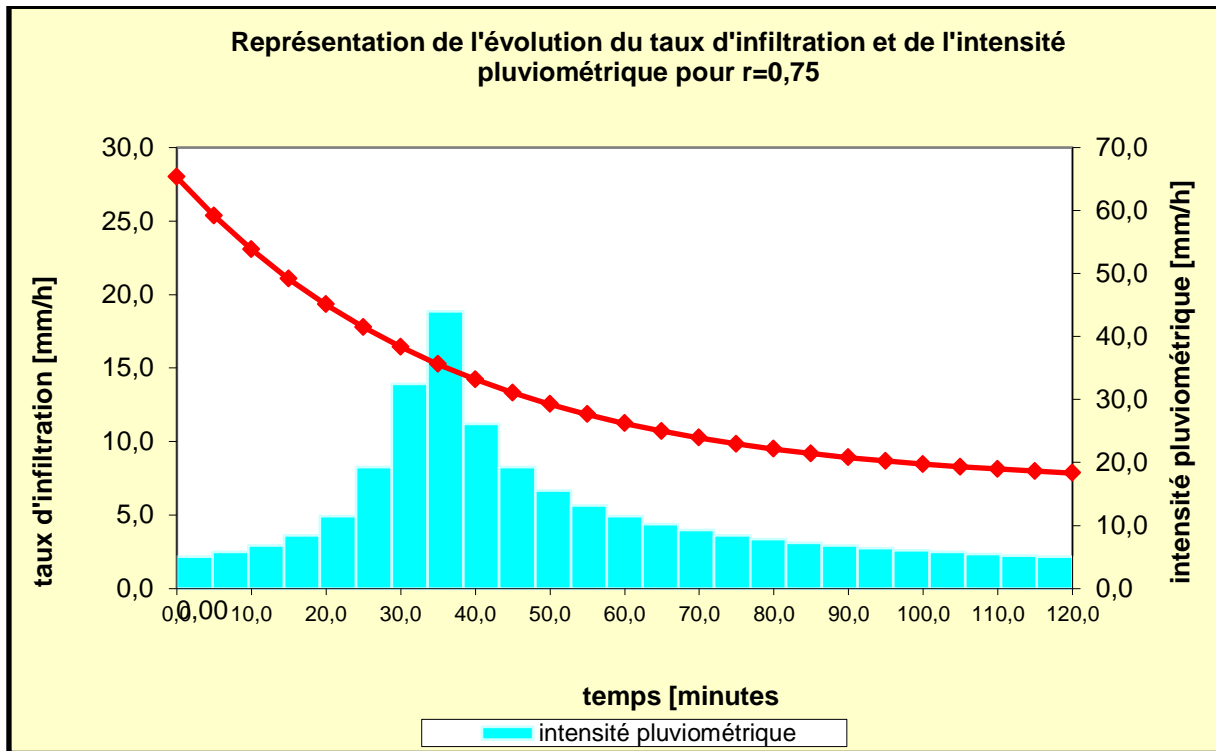
ce pour plusieurs sites à l'intérieur du bassin et pour différentes conditions antécédentes d'humidité.

En pratique, ceci est sans doute difficilement réalisable et on doit le plus souvent avoir recours à des valeurs tirées de la littérature.

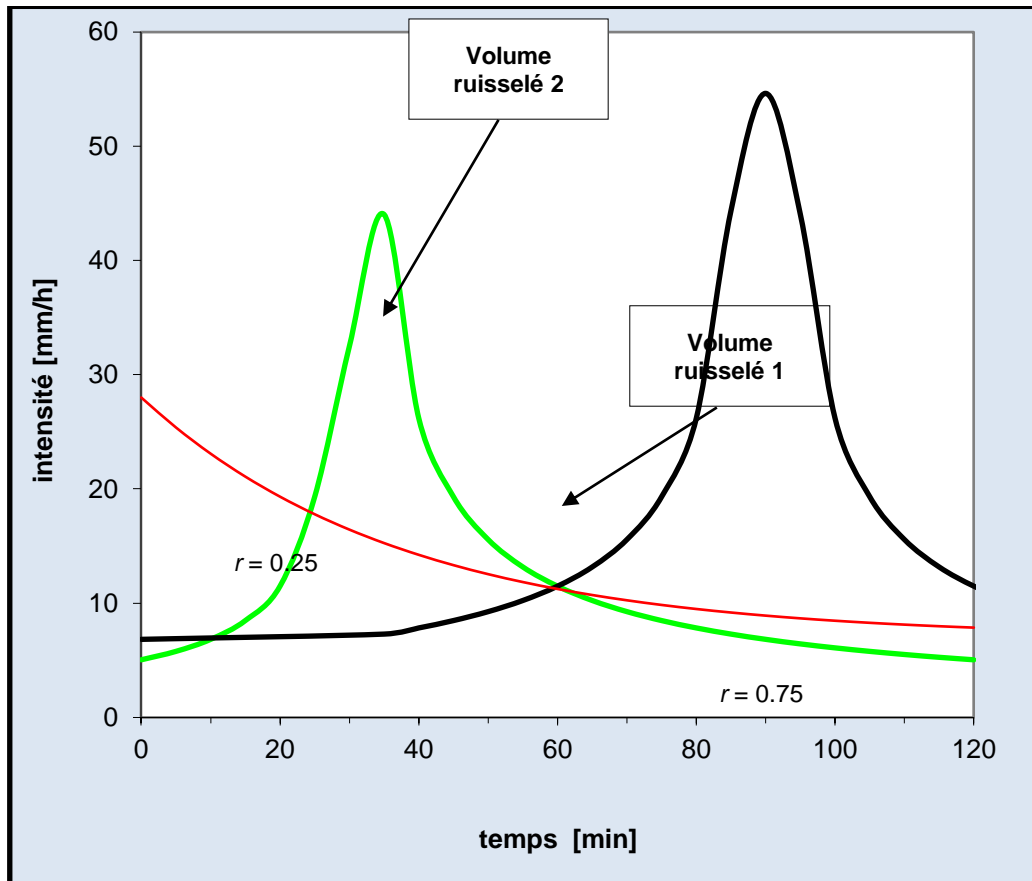
- Normand (1976), cité par Chocat *et al.* (1982), propose la relation suivante en posant  $F0=4fc$  Cette relation permet de s'affranchir de  $F0$  dont la détermination est délicate car  $F0$  dépend des conditions antérieures d'humidité, de température, de pluie.

taux initial d'infiltration $i_0 =$	28,0	[mm/h]
taux final d'infiltration $i_f =$	7,0	[mm/h]
constante empirique $k =$	1,6	[1/h]
<b>temps</b>	<b>taux d'infiltration</b>	
[min]	[mm/h]	
0	28,0	
5	25,4	
10	23,1	
15	21,1	
20	19,3	
25	17,8	
30	16,4	
35	15,3	
40	14,2	
45	13,3	
50	12,5	
55	11,8	
60	11,2	
65	10,7	
70	10,2	
75	9,8	
80	9,5	
85	9,2	
90	8,9	
95	8,7	
100	8,5	
105	8,3	
110	8,1	
115	8,0	
120	7,9	

La figure suivante montre que dans le cas de modèles à fonction d'infiltration non constante dans le temps (type fonction d'infiltration de Horton), les pluies conduisant aux volumes ruisselés les plus importants sont celles de type retardé correspondant à  $r$  plus grand.







## Conclusion générale

---

L'optimisation de la gestion des eaux pluviales est une réponse aux préoccupations actuelles des gestionnaires des réseaux d'assainissement. Cette optimisation nécessite une connaissance plus fine du phénomène des précipitations à des faibles échelles de temps et d'espace. S'agissant du dimensionnement d'un collecteur à l'exutoire d'un bassin versant, l'information la plus importante à estimer est le débit à évacuer, variable fortement corrélée avec l'intensité moyenne maximale sur une durée caractéristique du bassin versant pour une période de retour donnée. Les courbes intensité-durée-fréquence sont bien adaptées à ce genre d'application.

Pour cette raison l'objectif primaire, dans le cadre de ce travail, était d'établir les courbes IDF pour la zone d'étude. Pour ce faire les données de la station de Guelma, disponibles sur une durée de 19 ans, ont été utilisées. Ces données ont fait l'objet d'une analyse statistique succincte. Après la conversion des données de 24 heures en des données de courtes durées, elles étaient soumises à un test d'homogénéité, et par la suite ajustées à la loi la plus utilisée dans ce genre d'étude, à savoir, la loi de Gumbel. Les résultats de l'analyse statistiques sont exploités pour établir les courbes IDF en utilisant la loi de Montana.

Etant donné que l'intensité moyenne maximale est insuffisante pour caractériser la pluie et si l'on veut par exemple dimensionner un bassin de rétention ou faire un diagnostic de réseaux complexe; il faudrait au moins disposer d'un hyéto gramme (intensité en fonction du temps) complet qui soit représentatif de l'ensemble de la pluviométrie pour l'objectif poursuivi. Une première réponse à ces nouveaux besoins fut l'élaboration de pluies de projet. Pour cette raison nous avons jugé utile, dans le cadre de ce mémoire, d'établir la pluie de projet pour le bassin d'étude.

Une pluie de projet est constituée par un hyéto gramme fictif qui est censé représenter la pluviométrie locale. On lui affecte une période de retour qui est celle d'un ou plusieurs de ses éléments constitutifs (hauteur total précipitée, intensité moyenne maximale, etc.). On admet que la période de retour des caractéristiques du ruissellement (débit maxi, volume, etc.) soit égale à celle de la pluie de projet qui lui a donné naissance.

Etant donné que la majorité des pluies de projet repose sur une transformation des courbes intensité-durée-fréquence en hyéto grammes. Les courbes IDF développées pour la zone d'étude, ont été utilisées pour la construction de la pluie de projet correspondante.

Vu la diversité des méthodes existantes pour l'élaboration des pluies de projet, nous avons

## Conclusion générale

---

jugé adéquat de faire appel à la méthode qui a connue la plus large utilisation par la communauté scientifique, en l'occurrence, la pluie proposée par KEIFER en 1957 [KEIFER & CHU 1957]. Ce type de pluie plus connue sous le nom de pluie de projet type CHICAGO.

Les pluies de projet qui peuvent être adoptées pour élaborer le diagnostic du fonctionnement hydraulique du réseau pluvial de la ville de Guelma sont des pluies de durée 2 heures, de type double-triangle centré. De tels types de pluies sont préconisés par le Laboratoire d'Hydrologie Mathématique de Montpellier (Guide de construction et d'utilisation des pluies de projet, 1983) car ils offrent une bonne représentativité de la structure réelle des précipitations intenses qui ont lieu en été dans le bassin méditerranéen.

Les hétérogrammes des pluies synthétiques construits dans le cadre de ce travail, ont été utilisés par la suite, pour la détermination de la pluie nette (effective), comme l'atteste un exemple hypothétique réalisé. On rappelle que dans cette étape les pertes par infiltration ont été déterminées à l'aide du modèle de Horton.

## Références bibliographiques

Arnaud P. et Lavabre J. (2010), Estimation de l'aléa pluvial en France métropolitaine. Editions QUAE.

Baghirathan V. R. et Shaw E. M. (1978), Rainfall depth-duration-frequency studies for SriLanka. *Journal of Hydrology* 37, n° 7: 223-239.

Bell F. C. (1969), Generalized rainfall-duration-frequency relationships. *Journal of Hydraulics Engineering* 95, n° 1: 311-327.

Bernard M. M. (1932), Formulas for rainfall intensities of long durations. *Transactions of the American Society* 96: 592–624.

Bilham E. G. (1935), The classification of heavy falls of rain in short periods. London: Great Britain. Meteorological Office.

Chen C. L. (1983), Rainfall intensity-duration-frequency formula. *Journal of Hydraulics Engineering* 109, n° 12: 1603-1621.

Cunnane C. (1988), Methods and merits of regional flood frequency analysis. *Journal of Hydrology* 100, n° 1–3: 269–290.

[DESBORDES & RAOUS 1976] : M. DESBORDES et P. RAOUS, « Un exemple de l'intérêt des études de sensibilité des modèles hydrologiques », *La Houille Blanche*, n°1, 1976, p 37 à 43.

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.

Desbordes. M., 1987. *Contribution à l'analyse et à la modélisation des mécanismes hydrologiques en milieu urbain*. Thèse D.E. U.S.T.L. Montpellier mai 1987. 242 p.

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.

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.

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.

García-Marín A. P., Ayuso-Muñoz J. L., Jiménez-Hornero F. J. et Estévez J. (2012), Selecting the best IDF model by using the multifractal approach. *Hydrological Processes* 27, n° 3: 433-443.

Gert A., Wall D. J., White E. L. et Dunn C. N. (1987), Regional rainfall intensity-duration-frequency curves for Pennsylvania. *Water Resources Bulletin* 23, n° 3: 479-486.

Goel N. K. et Sarkar S. (2007), Regional rainfall intensity-duration-frequency relationships. *Design Flood Analyses for Hydropower Projects*, 20 – 25 August 2007: 46-56.

Haktanir T. (1992), Comparison of various flood frequency distributions using annual flood peaks data of rivers in Anatolia. *Journal of Hydrology* 136, n° 1–4: 1–31.

Hingray B., Picouet C. et Musy A. (2009), *Hydrologie, Tome 2: Une science pour l'ingenieur*. Lausanne: Presses polytechniques et universitaires romandes.

Holland D. J. (1967), *Rain Intensity Frequency Relationships in Britain*. British Rainfall 1961 HMSO (British Rainfall).

Jenkinson A. F. (1955), The fequency distribution of the annual maximum (or minumum) value of meteorological elements. *Quarterly Journal of the Royal Meteorological Society* 81: 158-171.

[KEIFER & CHU 1957] : C.J. KEIFER et H.H. CHU, « Synthetic Storm Pattern for Drainage Design », Journal of Hydraulics Division, ASCE, Vol. 83, n°H.Y.4., août 1957, p 1 à 25.

Koutsoyiannis D., Kozonis D. et Manetas A. (1998), A mathematical framework for studying rainfall intensity-duration-frequency relationships. Journal of Hydrology 206: 118–135.

[MIQUEL 1984] : J. MIQUEL, « Guide pratique d'estimation des probabilités de crues », Collection de la direction des Etudes et Recherches d'E.D.F., n°53, Eyrolles Ed., Paris, 1984.

Neimczynowicz J. (1982), Areal intensity-duration-frequency curves for short term rainfall events. Nordic Hydrology 13, n° 4: 193-204.

Pandey G., Lovejoy S. et Schertzer D. (1998), Multifractal analysis of daily river flows including extremes for basin of five to two million square kilometres, one day to 75 years, 1. Journal of Hydrology 208: 62–81.

Paturel E., Desbordes M., Masson J.-M. (1986). Evaluation de l'influence de la densité des réseaux pluviométriques sur la détermination des lames précipitées. Rapport LHM 14-86, Plan Urbain, Paris, novembre 1986.

Réméniéras G. (1980), L'hydrologie de l'Ingénieur. Édité par Paris. EYROLLES.

Sivapalan M. et Blöschl G. (1998), Transformation of point rainfall to areal rainfall: Intensity-duration-frequency curves. Journal of Hydrology 204: 150-167.

Zahar Y. (1997), Elément, d'hydrologie pour l'aménagement. modélisation spatiale et temporelle des précipitations extrême, et érosives en Tunisie centrale. Université de la Manouba, Tunis, Tunisie.