

Université Mohamed Khider – Biskra
Faculté des Sciences et de la technologie
Département : Génie civil et Hydraulique.
Ref :



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم: الهندسة المدنية والري
المرجع:

Mémoire présenté en vue de l'obtention
Du diplôme de
Magister en : Hydraulique

Option : Hydraulique urbaine

**Analyse fréquentielle des débits max de crues
de l'Oued Abiod**

Présenté par :
SOUANEF Nassima
Soutenu publiquement le 09 Avril 2015

Devant le jury composé de :

Pr. YUCEF Leila
Pr. BENKHALED Abdelkader
Pr. HOUICHI Larbi
Pr. MERAGHNI Djamel

Professeur
Professeur
Professeur
Professeur

Président
Rapporteur
Examineur
Examineur

Université de BISKRA
Université de BISKRA
Université de BATNA
Université de BISKRA

REMERCIEMENTS

Remerciements

En premier lieu je tiens à remercier le bon dieu de m'avoir donné force et courage pour aller au bout de ce travail.

*Mes remerciements vont tout particulièrement à Mon encadreur : Professeur **BENKHALED ABDELKADER** (Département de génie civil et de l'Hydraulique de l'Université de Biskra), j'ai beaucoup appris avec vous. Merci pour toute l'attention portée à mon travail et à la patience dont vous avez fait preuve.*

Je remercie mes très chers parents qui ont tout fait et tout donné pour que j'en arrive là, merci pour votre amour et votre patience.

Je remercie ma famille pour son encouragement.

Je remercie les membres du jury qui m'ont honoré de leur présence et pour la grande attention et le temps prêtés à mon travail :

Madame YOUSSEF Leila, professeur à l'Université de Biskra, pour les précieux cours dispensés en post-graduation;

Monsieur HOUICHI Larbi, professeur à l'Université de Batna.

Monsieur MERAGHNI Djamel, professeur à l'Université de Biskra.

Je remercie Monsieur CHAOUI, Directeur du barrage de FOUM EL GHERZA, pour les précieuses données qu'il m'a communiqué.

Je remercie, enfin toute personne que j'ai oublié, ayant participé de près ou de loin pour l'aboutissement de ce modeste travail.

RESUME

ملخص

خطر الفيضانات يهدد باستمرار سكان الارض, و لهذا السبب أضحت دراستهم موضوع اهتمام متزايد في مجال علوم المياه. في هذا العمل قد تم الإهتمام بتطبيق تحليل الترددات على التدفقات اليومية القصوى للوادي الأبيض الواقع في منطقة بسكرة، و الممتدة على 62 سنة من المراقبة.

تحليل الترددات هو مجموعة من الأساليب الإحصائية التي تشكل أداة مميزة مستعملة من قبل الهيدرولوجيين للتحديد المسبق للتدفقات القصوى, و منها تلك المستخدمة في هذا العمل ، وهي : طريقة الحدود القصوى السنوية و طريقة العتبة (الزوائد المتجاوزة العتبة). تطبيق الطريقتين سابقتي الذكر أدى إلى عدم انطباق طريقة الحدود القصوى السنوية للتدفقات التي تم اختيارها و ذلك بعدم تحقيق إحدى الفرضيات الأساسية و هي استقرارية المعطيات ، وإلى نجاح طريقة العتبة من خلال موافقة المعطيات مع قانون باريتو المعمم الذي سمح بتحديد مستويات عودة التدفقات لفترات عودة ذات 50، 100 و 200 سنة. باستخدام طريقتي العزوم و العزوم المرجحة.

كلمات البحث :

تحليل الترددات , التدفقات القصوى, طريقة الحدود القصوى السنوية, طريقة العتبة, الوادي الأبيض, منطقة بسكرة.

Résumé :

Le risque de crues menace constamment les populations, c'est pour cela que leur étude est devenue un sujet qui suscite de plus en plus d'intérêt dans le domaine des sciences de l'eau. Dans ce travail l'intérêt a été porté à l'application de l'analyse fréquentielle aux débits max journaliers de l'Oued Abiod, situé dans la région de Biskra, étalées sur 62 années d'observation. L'analyse fréquentielle qui est un ensemble de méthodes statistiques constituant un outil privilégié par les hydrologues pour la prédétermination des débits de crues extrêmes, dont celles utilisées dans ce travail, à savoir : la méthode des maxima annuels et la méthode à seuil (POT-Peaks Over Thresholds). L'application des deux méthodes suscitées a mené à la non adéquation de la méthode des maxima annuels aux débits de crues sélectionnés et ce en ne satisfaisant pas une des principales hypothèses de bases qui est la stationnarité, et à l'aboutissement de la méthode à seuil (POT) par l'ajustement des données à la loi de Pareto Généralisée, qui a permis de déterminer les quantiles pour les périodes de retour de 50, 100 et 200 ans par les deux méthodes d'ajustement utilisées (méthode des moments et méthode des moments pondérés).

Mots clés : Analyse fréquentielle, Débit max des crues, Méthode des maxima annuels, Méthode à seuil, Région de Biskra, l'Oued l'Abiod.

Abstract

The flood risk constantly threatened population, it's the reason why their study is a topic of growing interest in the field of water sciences. To this purpose we are interested to extreme floods of the Abiod Wadi, which is located at Biskra's area, spread out over 62 years of observation. In this work, we used the frequency analysis, which is a set of statistical methods, constituting a privileged tool for hydrologists to preset extreme floods, including those used in this work: the annual maxima method and the Peaks Over Threshold method (POT). The obtained results led to the non-applicability of the annual maxima method to the selected data because it does not satisfy a basic hypothesis which is the stationarity, and the result of the peaks over threshold method (POT) by adjusting the data to the Generalized Pareto law, which define the quantiles for return periods of 50, 100 and 200 years by the two used adjustment methods (method of moments and the weighted moments method).

Key words :

Frequency analysis, Max flood, Annual maxima method, Peaks over threshold method, Biskra area, Abiod Wadi.

TABLE DES MATIERES

TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENTS	I
RESUME	II
TABLE DES MATIERES	III
LISTE DES FIGURES	VII
LISTE DES TABLEAUX	X
INTRODUCTION GENERALE	XI

CHAPITRE I : Généralités sur les crues

I.1 Introduction :	1
I.2 Définitions et concepts de base :	1
I. 2.1 Définition d'une crue:	1
I. 2.2 Intérêt de l'étude des crues :	2
I .2.3 Phénomènes ou évènements provoquant l'apparition de crues :	2
I.3. Caractéristiques d'une crue :	3
I.4 Processus à l'origine et genèse des crues :	4
I.4.1 Processus superficiels :	4
I.4.1.1 Ecoulement Hortonien (1933) :	4
I.4.1.2 Ruissellement sur surfaces saturées :	5
I.4.1.3 Phénomène de battance :	6
I.4.2 Processus hypodermiques (Subsuperficiel) :	6
I.4.2.1 Effet piston :	6
I.4 2.2 Ecoulement par intumescence de la nappe :	7
I.4. 2.3 Ecoulement par macropores :	7
I.4.3 Processus souterrain :	8
I.5. Facteurs de genèse des crues (Facteurs de contrôle) :	8
I.5.1 Condition aux limites (Forçages atmosphérique) :	8
I.5.2 Conditions initiales :	9
I.5.2.1 Conditions d'humidité initiale du bassin :	9
I.5.2.2 Surface du bassin :	10
I.5.2.3 Forme du bassin :	10
I.6. Période de retour d'une crue:	11
I.7. Conclusion :	12
CHAPITRE II : Notions sur le risque hydrologique	
II. 1 Introduction :	14
II. 2 Notions générales sur les risques :	15

II. 2.1 Définition du risque :	15
II. 2.2 Subjectivité du risque :	15
II. 2.3 Acceptabilité du risque :	15
II. 2.4 Mesure du risque :	15
II. 3. Risque hydrologique :	16
II.3.1 Définition du risque hydrologique :	17
II. 3.1.1 Vulnérabilité de l'objet soumis :	17
II. 3.1.2 Intensité du risque (crue) :	17
II. 3.1.3 Fréquence d'occurrence du phénomène ou aléa :	18
II. 3.2 .Gestion du risque hydrologique :	19
II. 4. Méthodes de détermination des débits extrêmes de crues:	20
II.4.1 Méthodes empiriques :	20
II. 4.1.1 Méthodes de reconstitution des crues à partir des côtes atteintes dans le passé :	21
II.4.1.2 Formules empiriques :	22
II.4.1.3 Méthode des courbes enveloppes :	22
II.4.1.4 Méthode de classification des crues maximales de Francou-Rodier :	23
II.4.2 Méthodes déterministes :	24
II.4.2.1 Fonction de production :	24
II.4.2.2 Méthode du SCS:	24
II.4.2.3. Méthode de l'hydrogramme synthétique :	25
II. 4.3. Méthodes Statistiques :	26
II. 4.3.1. Méthode du Gradex :	26
II. 4.3.2 Modèles Qdf :	28
II. 4.3.3 Analyse fréquentielle et rôle de l'information historique dans la gestion des risques:	30
II.5 Conclusion :	33

CHAPITRE III : Analyse fréquentielle des valeurs extrêmes

III. 1. Introduction :	35
III. 2. Etapes de l'analyse fréquentielle	36
III.2.1 Echantillonnage :	37
III. 2.2 Tests d'hypothèse :	37
III. 2.2.1 Test d'homogénéité :	37
III. 2.2.2 Test d'indépendance :	38
III. 2.2.3 Test de Stationnarité :	40
III.2.3 Choix du modèle d'ajustement :	41

III. 2.3.1 Détermination des paramètres de la loi de distribution théorique choisie (Ajustement) :	42
III. 2.3.2 Tests de validation du modèle:	45
III.2.4 Représentation graphique de la loi de distribution choisie :	45
III. 2.5 Exploitation du modèle fréquentiel :	46
III. 3. Méthodes de l'analyse fréquentielle des événements extrêmes :	46
III. 3.1 Méthode des maxima annuels (méthodes à blocs):	47
III.3.1. 1. Echantillonnage des valeurs maximales annuelles :	47
III. 3.1.2. Choix du modèle :	47
III.3.1. 3. Critères de comparaison des deux lois statistiques :	53
III.3.2 Méthode à seuil (méthode des excès):	53
III. 3.2.1 Le modèle GPD (Distribution de Pareto Généralisée):	54
III.3.2.2 Choix du seuil :	56
III. 3.2.3 Échantillonnage par sélection de valeurs supérieures à un seuil :	58
III.4. Conclusion :	61

CHAPITRE IV : Historique des crues dans la région de Biskra et Description des données

IV.1 Introduction	63
IV.2 Présentation du bassin versant de l'Oued Abiod :	64
IV.3 Historique de crues dans l'Oued Abiod :	66
IV.4 Description des données :	67

CHAPITRE V : Application de l'analyse fréquentielle aux débits maximums de l'Oued Abiod

V.1 Méthode des maxima annuels :	76
V.1.1 Extraction des données	76
V.1.2 Vérification des hypothèses de bases :	79
V.2 Méthode à seuil (POT) :	83
V.2.1 Extraction des données :	83
V.2.1.1 Choix du seuil :	84
V.2.2 Vérification des hypothèses de base :	93
V.2.3 Ajustement du modèle GPD aux excès au-delà de seuil $S=31.608\text{m}^3/\text{s}$:	94
V.2.4 Validation du Modèle GPD :	96
V.2.5 Détermination des quantiles :	97

V.3 Méthode tenant en compte de l'aspect hydrologique :	98
V.4 Conclusion :	100
CONCLUSION GENERALE	XIV
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	XVI

LISTE DES FIGURES

Liste des figures

Figure I. 1: Caractéristiques d'un hydrogramme de crues	3
Figure I. 2: Écoulement Hortonien	5
Figure I. 3: Écoulement sur surfaces saturées	5
Figure I. 4: Écoulement par intumescence de la nappe	7
Figure I. 5: Écoulement par macropores	7
Figure I. 6: Écoulement souterrain	8
Figure I. 7: Influence des conditions antécédentes d'humidité sur le comportement hydrologique d'un bassin versant(Benkhaled et al, 2004)	9
Figure I. 8: Exemple de non linéarité des crues dans le petit bassin versant du Mont Lozère (Cosandey et Didon-Lescot, 1990, In Ambroise, 1998)	10
Figure I. 9: Influence de la forme du bassin versant sur l'hydrogramme des crues	11
Figure I. 10: Définition de la période de retour	11
Figure I. 11: Genèse des débits de crues et principaux processus superficiels et souterrains (Ambroise, 1998)	12
Figure II. 1: Spectre des risques environnementaux (d'après Smith et Petley, 2008)	14
Figure II. 2: Représentation graphique du risque	16
Figure II. 3: Repère de crues sur un mur	21
Figure II. 4: Laisses de crues de l'Oued l'Abiod à M'chouneche	21
Figure II. 5: Variation du débit spécifique (de pointe) en fonction de la superficie du bassin versant (a) selon la localisation du bassin versant (b) la nature de la mesure (Ancey,2012)	23
Figure II. 6: Représentation de la classification des crues dans le bassin versant (d'après Bois, 2000)	23
Figure II. 7: Illustration de la relation entre précipitations et volumes de crues dans la méthode Gradex (Ouarda et al, 1998)	28
Figure II. 8: Définition des trois caractéristiques de régime en crue (Galéa et Prudhomme, 1997)	29
Figure II. 9: Echantillon regroupant des données systématiques et des données non systématiques (Ouarda et al, 1998)	31
Figure II. 10: Différents types d'information historique (Francè et al 1994 in Naulet, 2002).	32
Figure III. 1: Principe général de prédétermination (Lavabre et Arnaud, 2010)	35
Figure III. 2: Ajustement des débits journalier maximums de l'Oued Djemoura à une loi de Gumbel(Boumesseneh, 2007)	46
Figure III. 3: Sélection des données par blocs de valeurs sur une période	47
Figure III. 4: Densité des lois de valeurs extrêmes (Raggad,2009)	49
Figure III. 5: Détection des données par dépassement de seuil S	54
Figure III. 6: Méthode des excès (Raggad, 2009)	55
Figure III. 7: Mean residual life plot (Raphael, 2007)	57
Figure III. 8: Vérification des deux conditions d'indépendance pour l'échantillonnage (Sauquet in Peteuil et al, 2010)	59

Figure IV. 1: Carte du piémont de l'Atlas Saharien-Oueds traversant la région de Biskra (J-L.Ballais, 2010)	63
Figure IV. 2: Présentation du bassin versant de l'Oued Abiod (Benkhaled et al, 2013))	65
Figure IV. 3: Chronique des débits journaliers de l'Oued Abiod (Période 1950-2012)	69
Figure IV. 4: Coefficient de variation en fonction du temps	72
Figure IV. 5: Box plot relatives aux débits moyens journaliers de l'Oued Abiod classés à l'échelle mensuelle	74
Figure V. 1: Box plot des maxima annuels de l'Oued Abiod	78
Figure V. 2: Fréquences des crues maximales annuelles de l'Oued Abiod par classe de débit	78
Figure V. 3: Fréquence des crues maximales annuelles de l'Oued Abiod observées par mois	79
Figure V. 4: Représentation de la tendance statistique des débits max annuels	80
Figure V. 5: Evolution du nombre de valeurs de débits moyens journaliers de l'Oued Abiod en fonction du seuil.	84
Figure V. 6: Mean Residual Life Plot pour les débits moyens journaliers de l'Oued Abiod	85
Figure V. 7: Estimation des paramètres de la loi de Pareto généralisée en fonction du seuil S par la méthode des moments	86
Figure V. 8: Estimation des paramètres de la loi de Pareto généralisée en fonction du seuil S par la méthode des moments pondérés	87
Figure V. 9: Evolution des niveaux de retour (Quantiles) correspondants à différentes périodes de retour en fonction du seuil (Ajustement par la méthode des moments)	88
Figure V. 10: Evolution des niveaux de retour (Quantiles) pour différentes périodes de retour en fonction du seuil (Ajustement par la méthode des moments pondérés)	89
Figure V.11: Excès au delà du seuil $S=31.608$ m ³ /s pour les débits moyens journaliers de l'Oued Abiod	90
Figure V. 12: Box plot pour les excès au delà du seuil $S=31.609$ m ³ /s pour les débits moyens journaliers de l'Oued Abiod	92
Figure V. 13: Fréquences des excès par classes de valeurs	92
Figure V. 14: Fréquence des excès classés par mois	93
Figure V. 15: Ajustement de la loi de Pareto généralisée aux excès au delà du seuil $S=31.608$ m ³ /s des débits moyens journaliers de l'Oued Abiod (Méthode des moments)	95
Figure V. 16: Ajustement de la loi de Pareto généralisée au excès au delà du seuil $S=31.608$ m ³ /s des débits moyens journaliers de l'Oued Abiod (Méthode des moments pondérés)	95
Figure V. 17: Evolution des niveaux de retour en fonction des périodes de retour (Méthode des moments)	97
Figure V. 18: Evolution des niveaux de retour en fonction des périodes de retour	98

(Méthodes des moments pondérés

Figure V. 19:Excès au delà du seuil $S=9.34 \text{ m}^3/\text{s}$ pour les débits moyens journaliers de l'Oued Abiod

99

LISTE DES TABLEAUX

Liste des tableaux

Tableau II. 1: Quelques exemples de valeurs guides de protection (Grelot, 2001)	18
Tableau III.1 : Points clés d'une analyse locale des probabilités (Lang et Lavabre, 2007)	37
Tableau III. 2: Fonctions de distributions des probabilités courantes (Tramblay et al, 2006)	50
Tableau III. 3: Différents paramètres de la loi GEV	51
Tableau III. 4: Différents paramètres de la loi de Gumbel	52
Tableau III. 5: Différents paramètres de la loi de Pareto généralisée	60
Tableau IV. 1: Tableau récapitulatif des paramètres morphométriques du bassin versant de l'Oued l'Abiod	66
Tableau IV. 2: Observations sur quelques crues de la période 1935-1941 (Dubief, 1953)	67
Tableau IV. 3: Statistiques générales des débits de l'Oued l'Abiod	70
Tableau IV. 4: Paramètres statistiques annuels des débits de crues de l'Oued l'Abiod	70
Tableau IV. 5: Paramètres statistiques à l'échelle mensuelle des débits moyens journaliers de l'Oued l'Abiod	75
Tableau V. 1: Valeurs des débits maximums de l'Oued l'Abiod retenus pour chaque année	77
Tableau V. 2: Vérification des hypothèses de bases pour les débits maximums annuels	80
Tableau V. 3: Valeurs des débits maximums instantanés de l'Oued l'Abiod retenus pour chaque année	81
Tableau V. 4: Vérification des hypothèses de bases pour les débits maximums instantanés	82
Tableau V. 5: Valeurs des débits moyens journaliers de l'Oued l'Abiod mesurés retenus	82
Tableau V. 6: Vérification des hypothèses de base pour les débits moyens journaliers mesurés	83
Tableau V. 7: Excès au delà du seuil $S=31.608 \text{ m}^3/\text{s}$ retenus	91
Tableau V. 8: Vérification des hypothèses de base pour les excès au delà du seuil $S=31.608 \text{ m}^3/\text{s}$	94
Tableau V. 9: Vérification de l'adéquation de l'ajustement des excès au delà du seuil $S=31.608 \text{ m}^3/\text{s}$ des débits moyens journaliers de l'Oued l'Abiod à la loi GPD	96
Tableau V. 10: Niveaux de retour (Quantiles) en fonction des périodes de retour	97

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale :

L'étude des crues est d'une importance majeure, car elles sont considérées en plus des séismes, ouragans, éruptions volcaniques ...et, un des risques naturels auxquels nous sommes constamment soumis, elles peuvent engendrer d'importants dégâts humains et matériels. Pour prévenir les dégâts engendrés par ces crues plusieurs solutions sont possibles, telles que la construction de barrages, déviation des trajectoires des cours d'eau, le renforcement des équipements à protéger, ou encore le placement des enjeux menacés en dehors des zones à risque.

La mise en place et le dimensionnement des différents dispositifs de lutte contre le risque d'inondations causés par les crues reposent sur la connaissance et la détermination du « Débit » de crues extrêmes de référence (dont les périodes de retour varient entre 100 et 10 000 ans). Pour cela trois types de méthodes de calcul ont été mise en place : les méthodes empiriques (formules utilisées aux USA, en Italie, méthode rationnelle qui dépend du coefficient de ruissellement, méthode de la courbe enveloppe, méthode de classification des crues extrêmes , ...etc.), les méthodes déterministes (Calcul de la fonction de transfert, Calcul de la fonction de production,), ainsi que les méthodes statistiques (l'Analyse fréquentielle ou l'ajustement d'une loi statistique à une série de donnés, la méthode du Gradex , les courbes QDF,..etc.).

L'analyse fréquentielle est la méthode la plus utilisée actuellement dans la détermination des débits de crues extrêmes ainsi que les probabilités de non dépassements de ces évènements ou encore périodes de retour. Celles-ci reposent sur l'extrapolation des données antérieures, pour une prédiction future.

L'analyse fréquentielle présente un large éventail de méthodes permettant l'extrapolation des données dont celle auxquelles nous nous sommes particulièrement intéressées, à savoir :

- La méthode des maxima annuels ;
- La méthode à seuil.

La méthode des maxima annuels consiste en l'application de la théorie de valeurs extrêmes, à une série de données. Ces données sont constituées en extrayant une valeur maximale par année. L'échantillon de données constitué, elles sont ajustées à une loi statistique. D'après la

littérature spécifique, Les lois GEV et Gumbel sont les plus adaptées (Koutsoyannis, 2004), seulement pour les grandes séries elle est inadaptée (Gumbel), la loi GEV avec son aspect sécurisant, est plus appréciée, car elle peut donner des quantiles deux à trois plus élevés que ceux déterminés par la loi de Gumbel (A.Arnaud, 2006).

Cependant, et vu l'importante perte d'information induite par la méthode des maxima annuels, le passage à la méthode à seuil ou POT (Peaks Over Threshold) est nécessaire. Le mode d'échantillonnage est complexe et consiste en l'extraction de toutes les données dépassant un seuil donné, assez bas pour obtenir des approximations raisonnables, tout en veillant sur la condition d'indépendance des données, et suffisamment élevé pour maintenir le caractère extrême des données.

L'objectif de cette étude est l'estimation des probabilités des événements extrêmes (débits), de déterminer leurs débits correspondant à des périodes de retour moyennement élevées (50, 100 et 200 ans), à partir des débits moyens journaliers de l'Oued l'Abiod au droit du barrage de Foum el Gherza . Différentes distributions statistiques sont souvent utilisées en hydrologie fréquentielle. Lesquelles devront être considérées pour le bassin d'étude situé dans la région de Biskra ?

Dans ce travail nous analyserons les débits moyens journaliers par les deux méthodes, en étant des maxima annuels et en étant des valeurs extrêmes dépassant un seuil donné. Les trois modèles proposés (GEV, Gumbel et Pareto généralisée) sont appliqués à des données réelles, afin de déterminer le meilleur modèle.

La première partie du travail est une synthèse bibliographique, qui permet de survoler, les différentes connaissances de bases concernant les crues(*Chapitre 1*). Le chapitre 2 rapporte les définitions relatives au risque hydrologique et les différentes méthodes de détermination des débits de crues extrêmes responsables d'inondations catastrophiques (*Chapitre 2*), une introduction à l'analyse fréquentielle des valeurs extrêmes (*Chapitre 3*).

Dans la deuxième partie nous procédons à la présentation de la région de Biskra ainsi que l'historiques des crues dans cette même région, la constitution des chroniques de débits de crues à partir des apports journaliers (*Chapitre 4*) et un traitement préliminaire des données, nous mettons aussi en pratique les différentes étapes de l'analyse fréquentielle à l'aide des données constituées dans le chapitre 4. La méthode des maxima annuels est appliquée en premier lieu, ensuite la méthode POT (*Chapitre 5*).

Une conclusion en dernier lieu est apportée pour mettre en évidence et synthétiser les différents résultats obtenus à l'issue de notre étude.

CHAPITRE I :

Généralités sur les crues

I.1 Introduction :

L'intérêt de l'étude des crues provient du pouvoir dévastateur de celles-ci quand elles sont importantes. Afin de s'en prémunir, il est utile de bien les analyser, connaître leurs origines, les différents événements qui les provoquent, et les processus participant à leur constitution.

Plusieurs événements sont responsables de l'apparition de ces crues, des plus connues, sont les précipitations de forte intensité ou de longues durées, les ruptures de digues de barrages, ...etc.

Avec le temps, il a été constaté que les eaux de crues sont de diverses origines, partagées entre eaux nouvelles et eaux anciennes, l'écoulement de surface n'est alors pas dû qu'au ruissellement direct comme on pourrait le croire. Les crues sont le fait de la concomitance de plusieurs processus simultanés dont l'importance relative varie en fonction des paramètres du terrain (E.Beckers et al, 2009).

C'est à la suite de la mise en évidence par Horton (1933) de l'écoulement souterrain, et la destination inconnue des eaux rejoignant le sous sol que le devenir des eaux souterraines a commencé à susciter le plus grand intérêt des chercheurs. C'est donc à partir de là que beaucoup d'intérêt a été porté à l'étude des autres processus que les superficiels à savoir :

- Processus hypodermiques (subsuperficiels) ;
- Processus souterrain.

Nous consacrerons cette partie du travail sur l'état des connaissances concernant les crues, leurs caractéristiques, leur origine, les différents processus participants à leur genèse, les différents facteurs influençant leur apparition.

I.2. Définitions et concepts de base :

I. 2.1 Définition d'une crue:

Une crue représente une quantité d'eau « extraordinaire » au sens étymologique du terme qui est transportée, avec ou sans débordement, par un système hydraulique tels que les lacs et les cours d'eau. (Musy, 1998).

Une rivière est dite en crue lorsque il y'a une rapide augmentation de débit, qui fait en sorte que celui-ci dépasse un seuil déterminé, c'est-à-dire un quantile supérieur à la valeur perçue en moyenne (Ancy, 2012).

Une crue est généralement définie par son débit de pointe, son volume et sa durée. On détaillera ces caractéristiques dans une section ultérieure du chapitre.

I. 2.2 Intérêt de l'étude des crues :

Considérées comme un fléau (Bois, 2000), il est utile de bien connaître les crues pour les raisons suivantes (Musy, 1999):

- La gestion du système hydraulique concerné (cours d'eau, affluent et exutoires, lacs naturels ou artificiels, mares, dépressions) ;
- La gestion des systèmes environnants dépendant (possibilité d'alimentation en eau, recharge des nappes) ;
- La gestion des bassins versants à partir desquels se forme la crue ;
- La gestion du risque hydrologique dû aux crues (risque d'inondation).

I. 2.3 Phénomènes ou évènements provoquant l'apparition de crues :

Musy (1999) a classé les évènements provoquant l'apparition des crues dans l'ordre de leur importance et fréquence :

- Evénements météorologiques intrinsèques ou combinés :
 - précipitations extraordinaires (liquides ou solides) en intensité ou en durée ;
 - Fonte extraordinaire des neiges ou de glace (due à des températures tout aussi extraordinaires) ou fonte « normale » mais combinée avec d'autres évènements.
- Embâcle ou débâcle de glaces : ce type de crues est provoqué par le dégel printanier dans les régions où les cours d'eau gèlent durant l'hiver ; Cette situation est caractéristique des régions froides comme la Sibérie et le Canada. Le dégel entraîne la mise en mouvement des blocs de glaces qui peuvent s'accumuler au droit d'un obstacle. La retenue ainsi formée peut entraîner d'une part une élévation du niveau de l'eau à l'amont et des inondations par débordement. D'autre part il est possible que la retenue se rompe et provoque une crue brutale.
- Autre causes :
 - Rupture de barrage ;

- Crevasin d'occlusions dans les masses de glaces qui peut libérer rapidement un volume important d'eau.

I. 3. Caractéristiques d'une crue :

Une crue est généralement représentée graphiquement par ce qu'on appelle un hydrogramme, qui est la variation des débits instantanés en fonction du temps, comme le montre la figure I.1.

Un hydrogramme de crue n'est pas caractérisé seulement par la valeur de son débit de pointe mais aussi par la valeur du volume de pointe (partie sombre de l'hydrogramme), ainsi que sa durée.

Les principales caractéristiques d'une crue sont représentées dans la figure ci-après :

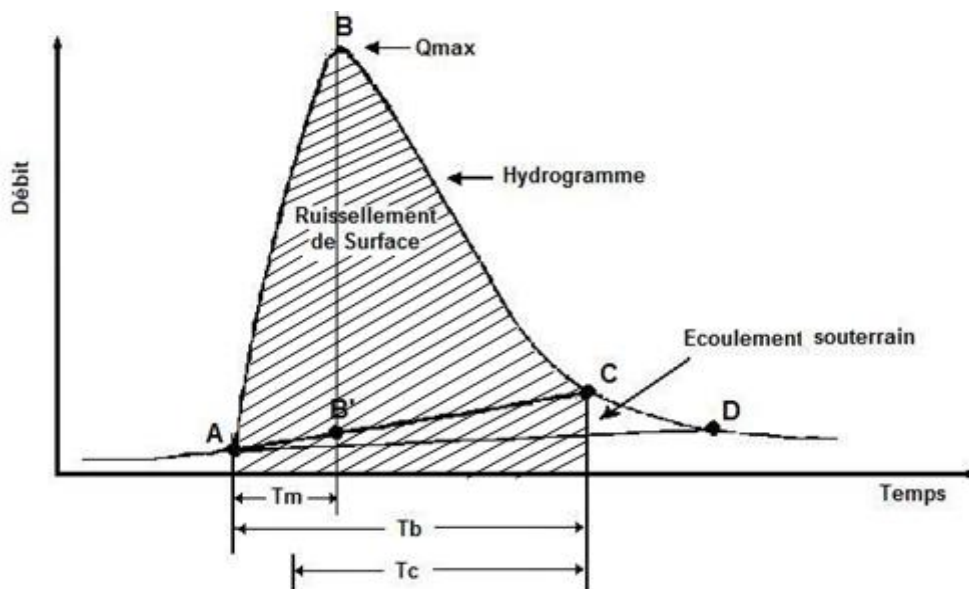


Figure I. 1: Caractéristiques d'un hydrogramme de crues

Où :

Q_{max} : est le débit de pointe ;

T_m : est le temps de montée de la crue;

T_b : est le temps de base ;

T_c : est le temps de concentration ;

A-B : est la courbe de montée de la crue ;

B-C : est la courbe de décrue ;

C-D : est la courbe de tarissement ;

La surface hachurée représente le volume de la crue.

A l'échelle annuelle, il existerait trois types d'hydrogrammes Kouider (2009) :

Hydrogramme de type 1 : cet hydrogramme est caractérisé par une seule pointe annuelle nette

Hydrogramme de type 2 : cet hydrogramme est caractérisé par deux pointes annuelles nettes

Hydrogramme de type 3 : c'est un type complexe d'hydrogramme, ou on peut observer plusieurs pointes annuelles nettes.

Les différents paramètres cités plus haut et ayant trait à la crue peuvent être définis comme suit :

- Le débit de pointe : appelé aussi débit maximal d'une crue, il caractérise l'intensité d'une crue pour une probabilité donnée, c'est un débit instantané difficile à déterminer... ;
- La durée de la crue : c'est le temps pendant lequel le débit du cours d'eau dépasse un seuil fixé (débit de base) ;
- Le temps de montée de la crue : c'est le temps nécessaire pour atteindre le débit de pointe, c'est un temps assez rapide ;
- Le temps de base de l'hydrogramme : il comprend le temps de montée et le temps de décrue, c'est le temps entre le début de la crue jusqu'au retour vers le débit de base ;
- Le volume de crue : c'est le volume d'eau transitée par un cours d'eau pendant toute la durée de la crue, il représente l'intégrale de l'hydrogramme de crue ;
- La courbe de montée de la crue : c'est la partie représentée par le segment A'-B qui est l'augmentation du débit, elle est aussi appelée courbe de concentration et correspond au temps de montée de la crue ;
- La courbe de décrue : elle représente la diminution progressive de débit et le retour vers le débit de base.

I.4 Processus à l'origine et genèse des crues :

En plus des précipitations directes responsables de l'apparition de crues on peut citer :

I.4.1 Processus superficiels :

I.4.1.1 Ecoulement Hortonien (1933) :

C'est la conception la plus connue de la genèse des débits de crues, qui se produit lors du dépassement de la capacité d'infiltration du sol. La saturation du sol se fait par le haut (Ambroise 1998), après que les dépressions superficielles se soient remplies, et que la capacité d'infiltration devient inférieure à l'intensité de précipitations, l'écoulement

superficiel voit le jour (figure I.2). L'eau infiltrée contribue alors à la recharge des nappes souterraines, et au maintien du débit de base.

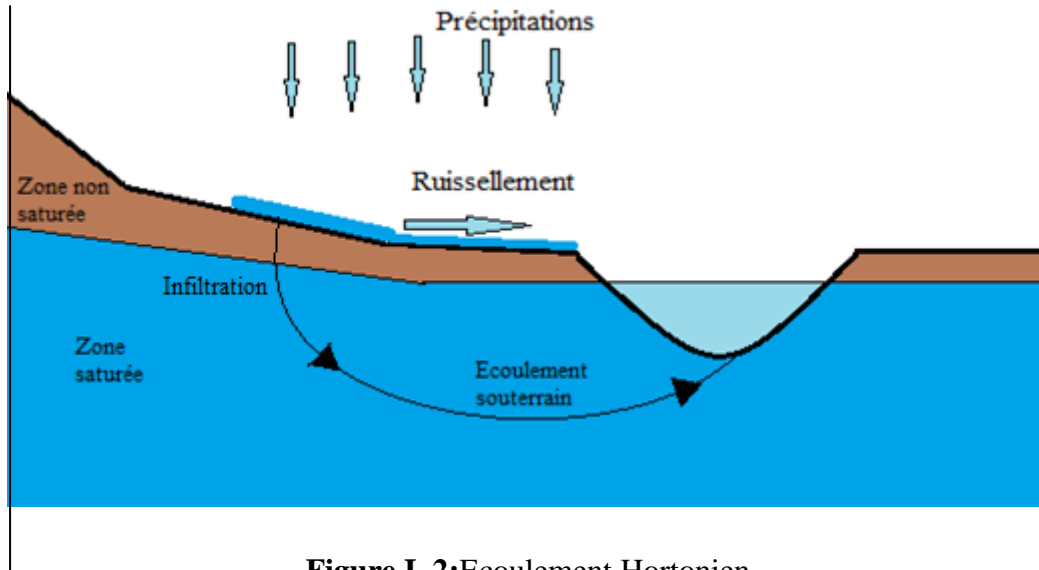


Figure I. 2: Ecoulement Hortonien

I.4.1.2 Ruissellement sur surfaces saturées :

Cependant, des crues sont fréquemment observées pour des pluies d'intensité inférieure à la capacité d'infiltration des sols. Dans ce cas, d'autres processus tels que l'écoulement sur surfaces saturées (figure I.3) en eau, permettant d'expliquer la formation des écoulements (Musy, et. Higy, 2003).

La saturation du sol est généralement due à la remontée des eaux d'une nappe d'eau souterraine, à la restitution des eaux de subsurface par exfiltration, ou encore la saturation des sols par les eaux de pluies dans des sols peu profonds.

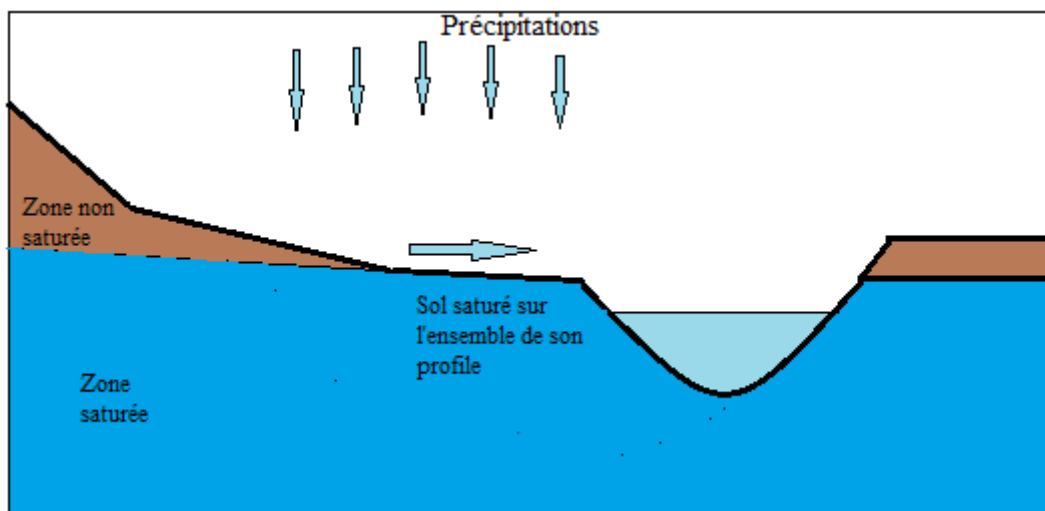


Figure I. 3: Ecoulement sur surfaces saturées

I.4.1.3 Phénomène de battance :

C'est un phénomène dû à l'impact des gouttes de pluies sur un sol limoneux nu. Ces mêmes gouttes de pluies provoquent ce qu'on appelle l'effet splash qui va induire le tassement des couches superficielles du sol et ainsi la fermeture des pores et donc la formation d'une couche de battance imperméable ne permettant pas à l'eau de s'infiltrer, ce qui permet d'intensifier l'écoulement.

I.4.2 Processus hypodermiques (Subsuperficiel) :

Par ailleurs, la part du ruissellement dans l'écoulement de crue peut être faible, voir nulle : les crues proviennent alors essentiellement de l'eau infiltrée (Ambroise, 1998).

Les études de Hursh (1936) sur les bassins forestiers ont mis en évidence l'existence d'un écoulement hypodermique plus rapide que l'écoulement souterrain et que ce dernier présente une partie encore plus importante de l'hydrogramme que le processus de ruissellement, c'est bien après que les travaux de Hewlett (1961), Whipkey(1965), ont permis de mieux comprendre dans quelles conditions les écoulements préférentiels, appelés encore écoulements hypodermiques apparaissent, et que ces derniers pouvaient maintenir le débit de base.

Dunne et Black(1970) ont pu montrer que les écoulements hypodermique peuvent mener à une exfiltration, il apparait dans les zones ou les apports d'eau liés aux écoulements latéraux dépassent la capacité de transfert d'eau. Il y a alors saturation du profil, et le flux en excès s'écoule à la surface. Dans ce cas la surface du sol devient saturée et le ruissellement sur la surface saturée apparait.

I.4.2.1 Effet piston :

La contribution de l'eau ancienne à l'écoulement de surface a pu voir le jour après les travaux de Hewlett et Hibbert (1967) et l'apparition du concept d'effet piston. L'impulsion liée aux précipitations est directement transmise par une onde de pression qui se propage le long de la pente. Dans des conditions d'humidité importante, cette onde peut provoquer une forte exfiltration en bas de versant. Ce phénomène a été observé par (Horton et Hawkins, 1965) et observé sur le terrain par (Zimmermann 1966). Néanmoins, il apparait que ce processus ne libère qu'une quantité faible d'eau de subsurface et ne se produit que dans le cas ou la partie supérieure du sol à une capacité de stockage très faible.

I.4.2.2 Ecoulement par intumescence de la nappe :

La participation de l'intumescence de la nappe aux écoulements qui se produisent dans les zones où le niveau de la frange capillaire a été mise en évidence après les travaux de Gillham (1984), sachant que cette dernière est très proche de la surface libre, où un petit volume de pluie s'infiltrant suffit à transformer l'eau sous tension de la frange capillaire en eau libre. Lorsque l'intumescence de la nappe atteint la surface du sol elle crée des zones saturées actives ou de l'exfiltration et du ruissellement sur surface saturée se produisent (figure I.4) :

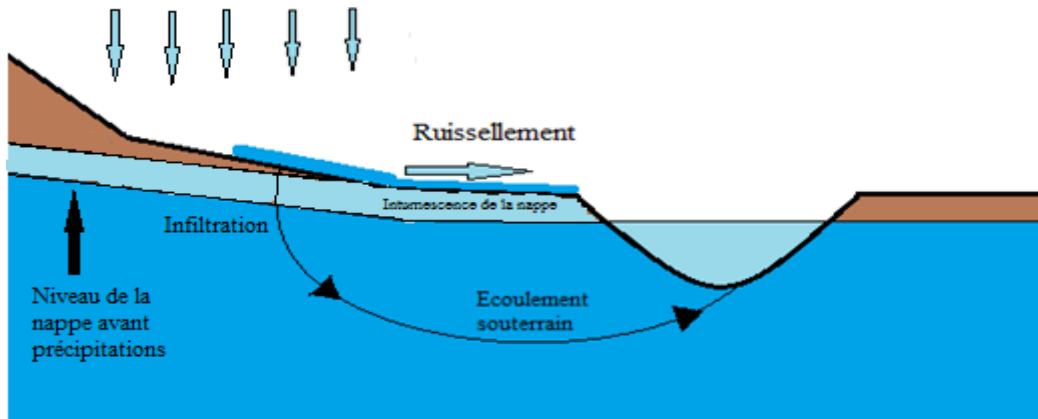


Figure I. 4: Ecoulement par intumescence de la nappe

I.4.2.3 Ecoulement par macropores :

Mc Donnell(1990), prouve que les macropores peuvent influencer considérablement les processus de genèse des crues, car dans les macropores le phénomène d'infiltration est très rapide et peut difficilement être représenté par un écoulement de type Darcy. Les macropores permettent des transferts verticaux ou latéraux rapides à travers la matrice du sol et peuvent parfois connecter différents niveaux qui ne le seraient pas s'ils n'existaient pas, cet écoulement va rapidement rejoindre le réseau hydrographique et participer énergiquement au phénomène de crue (figure 1.5).

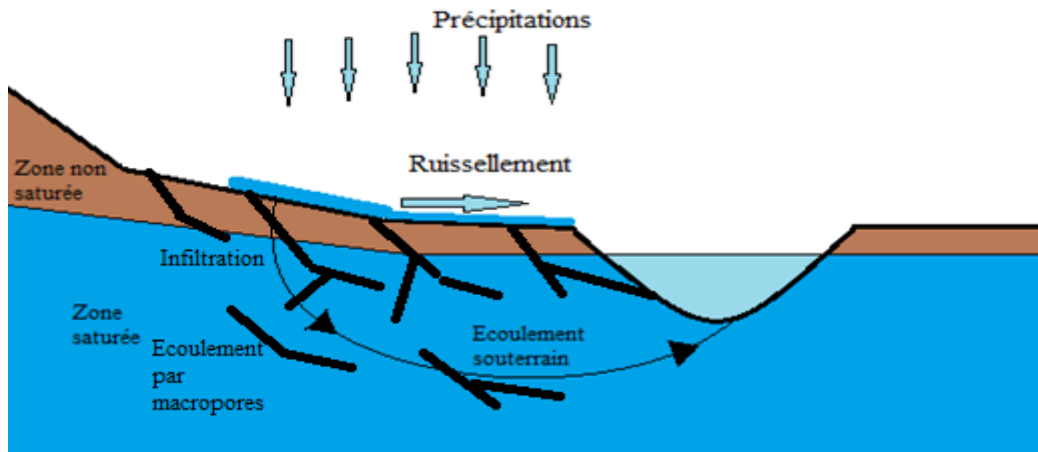


Figure I. 5: Ecoulement par macropores

I.4.3 Processus souterrain :

L'écoulement souterrain survient lorsque la zone d'aération du sol contient une humidité suffisante pour permettre la percolation verticale (Ambroise 1998) profonde de l'eau, une importante fraction des précipitations atteint la nappe phréatique (Musy et Higy, 2003), l'eau ainsi infiltrée va transiter à travers l'aquifère à faible vitesse pour espérer rejoindre un cours d'eau (figure I.6). L'écoulement souterrain participe très rarement au ruissellement lors d'orages. Son rôle consiste principalement en le maintien du débit dans les cours d'eau pendant les étiages.

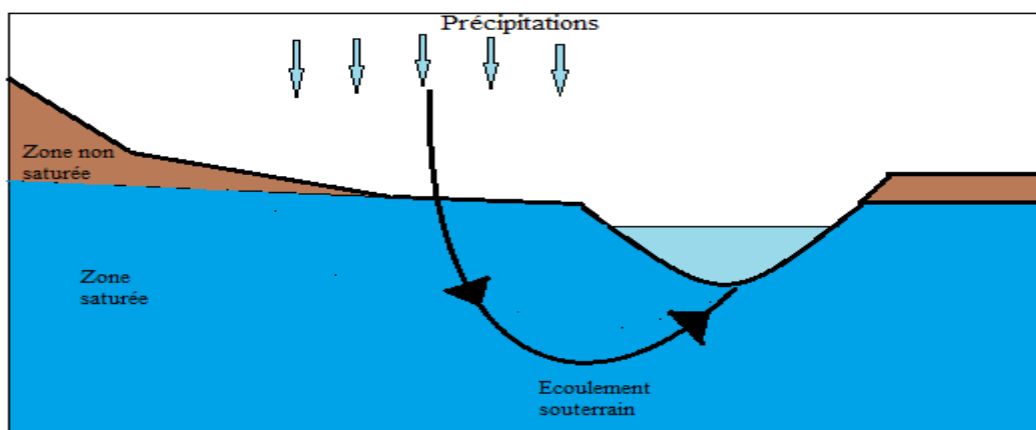


Figure I. 6: Ecoulement souterrain

I. 5. Facteurs de genèse des crues (Facteurs de contrôle) :

I.5.1 Condition aux limites (Forçages atmosphérique) :

Ce sont les facteurs climatologiques (Bois 2000), soit l'apport en eau ou l'apport en énergie. Les précipitations forment le principal apport d'eau à un bassin versant. Celles-ci participent directement aux crues lorsqu'il s'agit de pluies, ou après fonte lorsqu'il s'agit de neige. En effet pour un évènement pluvieux donné, les caractéristiques de l'hydrogramme de crue dépendent :

- Du volume d'eau apportée par la précipitation ;
- De l'intensité de la précipitation ;
- De la durée de la précipitation.

On peut trouver le détail concernant ces différents facteurs dans le travail d'Ambroise (1998) ou encore de Wheill (2007). et Réménérias (1976).

De la même manière que les précipitations, l'apport en énergie, influe lui aussi sur les débits de crue et cela en participant à l'évaporation de l'eau se trouvant sur le sol, ainsi une

importante quantité est évaporée et va influencer la redistribution de l'eau dans le sol (Ambroise, 1998).

Ainsi la quantité d'eau rejoignant le sol se voit diminuée de façon importante, et ne participe plus aux débits d'écoulement.

I.5.2 Conditions initiales :

Ce sont les facteurs en rapport avec le bassin versant (Bois, 2000) appelées aussi conditions initiales (Ambroise, 1998), on en cite:

I.5.2.1 Conditions d'humidité initiale du bassin :

A un même apport d'eau et d'énergie ne correspond pas forcément la même réponse en débit (Ambroise, 1998).

La réponse d'un bassin versant à une sollicitation pluvieuse dépend fortement des conditions d'humidité initiales de ce dernier (figure I.7), qui montre la soumission d'un même bassin versant à une même sollicitation pluvieuse simulée, mais à des conditions d'humidité différentes (à gauche condition initiale sèche, à droite condition initiale humide).

La non linéarité de la réponse du bassin versant est mise en évidence, avec une valeur de débit de pointe ne dépassant pas les 100 m³/s pour la condition sèche et un débit de pointe de presque 500 m³/s pour la condition initiale humide.

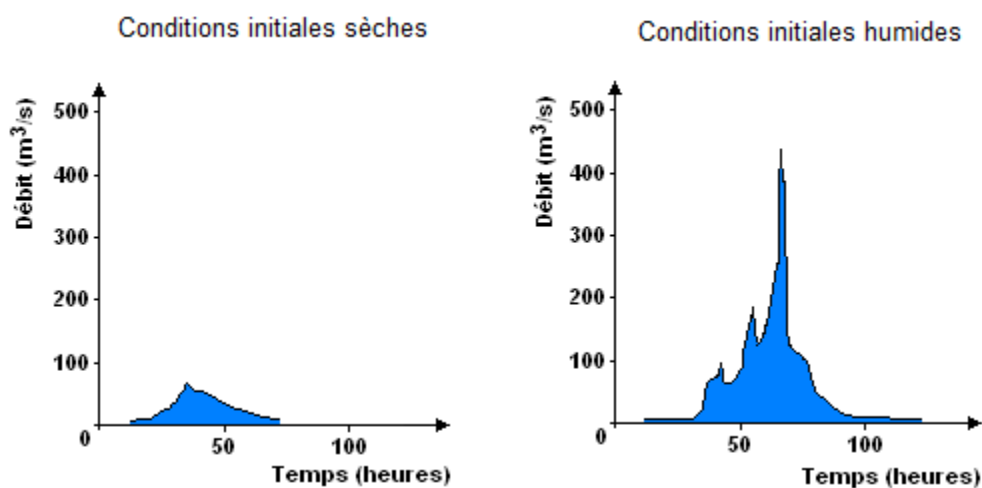


Figure I. 7:Influence des conditions antécédentes d'humidité sur le comportement hydrologique d'un bassin versant (Benkhaled et al, 2004)

Ambroise (1998), donne un exemple réel de différentes réponses d'un même bassin versant, soumis à des différentes sollicitations pluvieuses à des états d'humidité initiaux différents (figure I.8):

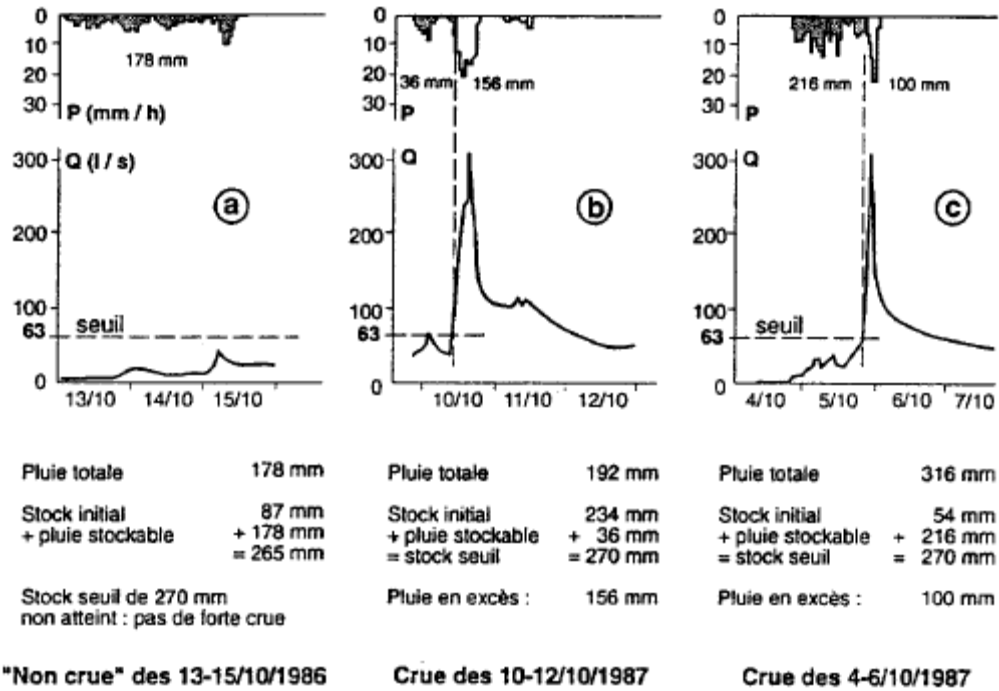


Figure I. 8:Exemple de non linéarité des crues dans le petit bassin versant du Mont Lozère (Cosandey et Didon-Lescot, 1990, In Ambroise, 1998)

Où :

(a) et (b) : représentent deux réponses très différentes à deux sollicitations pluvieuses semblables et à deux états d'humidité initiaux différents.

(b) et (c) : représentent deux réponses semblables à des sollicitations pluvieuses différentes et à des conditions d'humidité initiales différentes.

I.5.2.2 Surface du bassin :

En général le débit de crue augmente si la surface du bassin augmente, plusieurs formules donnent le débit de crues en fonction de la surface de bassin dont celle donnée par Réménieras (1976) pour des bassins versants de surface (A) allant de 100 à 96 600 km²:

$$Q = 1.61 A^{0.70} \quad (I.1)$$

I.5.2.3 Forme du bassin :

La forme d'un bassin versant influence l'allure de l'hydrogramme à l'exutoire. Par exemple, une forme allongée favorise, pour une même pluie, les faibles débits de pointe de crue, et vis versa, la crue est d'autant plus pointue que le bassin est ramassé sur lui-même, ceci en raison des temps d'acheminement de l'eau à l'exutoire plus importants. Ce phénomène est lié à au temps de concentration (figure I.9) :

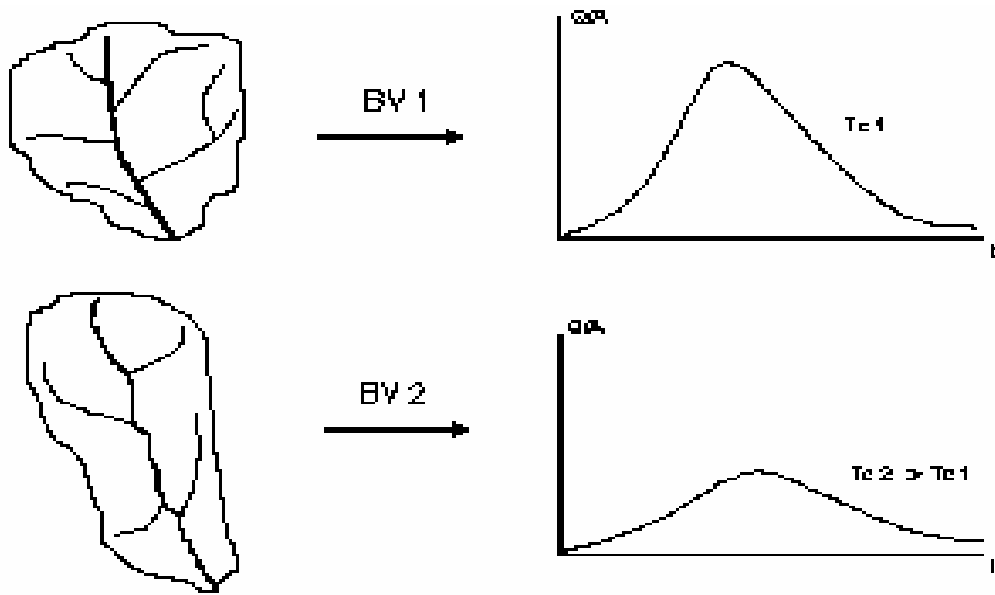


Figure I. 9:Influence de la forme du bassin versant sur l'hydrogramme des crues

De même que les paramètres cités précédemment, la réponse d'un bassin versant dépend aussi du relief ou de la topographie du bassin (des pentes spécialement au sens de la vitesse d'écoulement), de la géologie (au sens de l'infiltration) ainsi que de la végétation et du taux d'interception des précipitations par les végétaux.

I.6. Période de retour d'une crue:

L'une des plus importantes caractéristiques d'une crue est bien la période de retour. Il est donc nécessaire de l'introduire dans cette partie du travail.

La période de retour notée T est défini comme étant l'intervalle de temps moyen (figure I.10), entre deux évènements dont l'intensité a atteint ou a dépassé un seuil donné noté s .

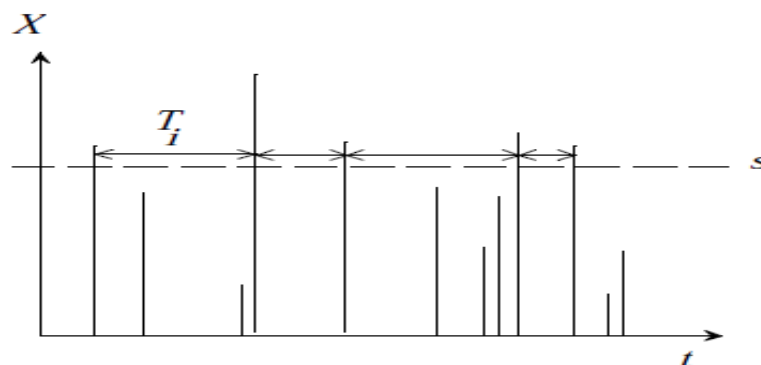


Figure I. 10:Définition de la période de retour

La période de retour T , est compté dans une unité de temps arbitraire, dans l'hydrologie, c'est le plus souvent l'année. Pour un évènement de période de retour T , la probabilité de cet évènement de se produire chaque année est $1/T$.

I.7. Conclusion :

Compte tenu de l'importance des crues et de leurs conséquences socio-économiques, catastrophiques ou bénéfiques, une étude plus ou moins approfondie de celles-ci s'oblige.

Plusieurs études ont pu montrer que le phénomène de crue n'est pas seulement l'œuvre de précipitations directes, d'autre processus bien plus complexes y participent et de manière conséquente, tels que l'écoulement hypodermique et l'écoulement souterrain, ces différents processus sont illustrés dans la figure I.11 :

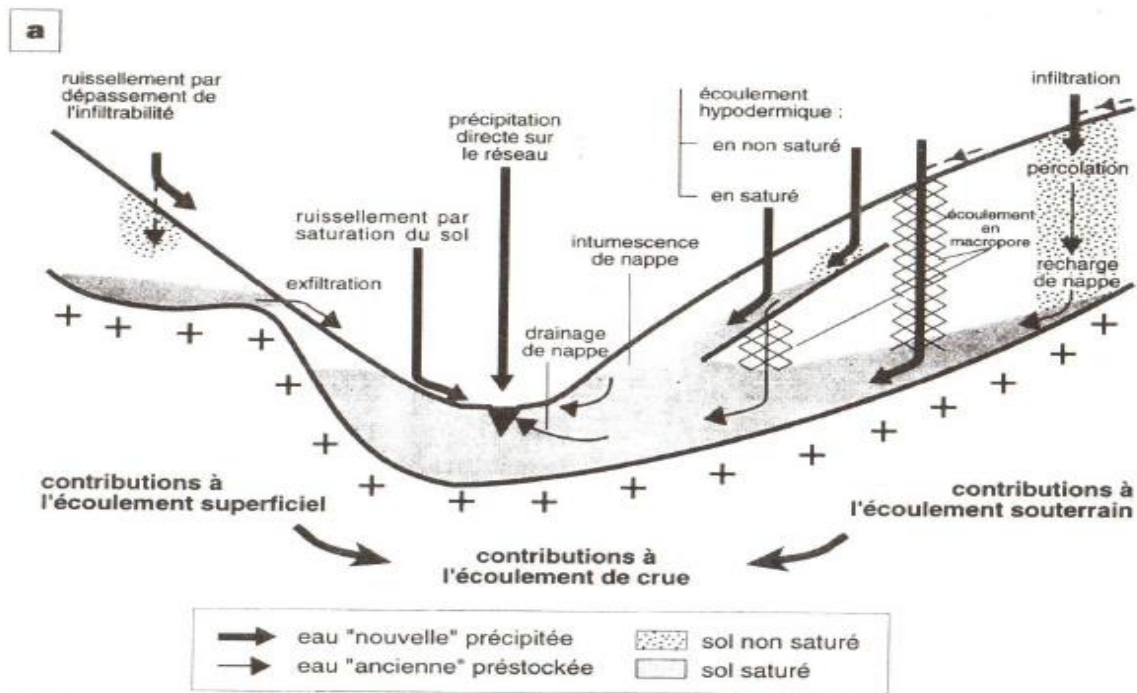


Figure I. 11:Genèse des débits de crues et principaux processus superficiels et souterrains (Ambroise, 1998)

L'intensité des précipitations et leur durée ne sont pas les seuls facteurs influents sur le phénomène de crue, l'état initial du bassin versant, ses différentes caractéristiques (état initial de l'humidité du sol, la topographie du bassin, sa géologie,...etc.), y sont pour beaucoup aussi, c'est ce qui explique la variabilité de la réponse du bassin versant d'une zone à une autre.

Des caractéristiques des crues que nous avons pu approcher, la plus importante qui est le débit de pointe, ou le maximum de l'hydrogramme. Le débit de pointe est la donnée qui suscite le plus d'intérêt dans l'étude des crues, les différentes méthodes de calcul seront abordées dans le chapitre suivant.

CHAPITRE II :

Notions sur le risque

hydrologique

II. 1 Introduction :

Par leur nature, les risques naturels sont imprévisibles, on ne peut s'en prémunir de manière systématique, il en résulte que les plans de prévention contre ces risques nécessitent de déterminer à l'avance leur amplitude.

Des risques naturels pouvant induire la mort de personnes et des dégâts matériels, nous pouvons citer : les tremblements de terre, les avalanches, les crues (inondations), les glissements de terrain, la sécheresse, les éruptions volcaniques et aussi les tempêtes comme le montre la figure II.1. Plusieurs bilans mondiaux ont estimé que le risque hydrologique est un des risques les plus dommageables, c'est pour cette raison que nous allons tout particulièrement nous y intéresser.

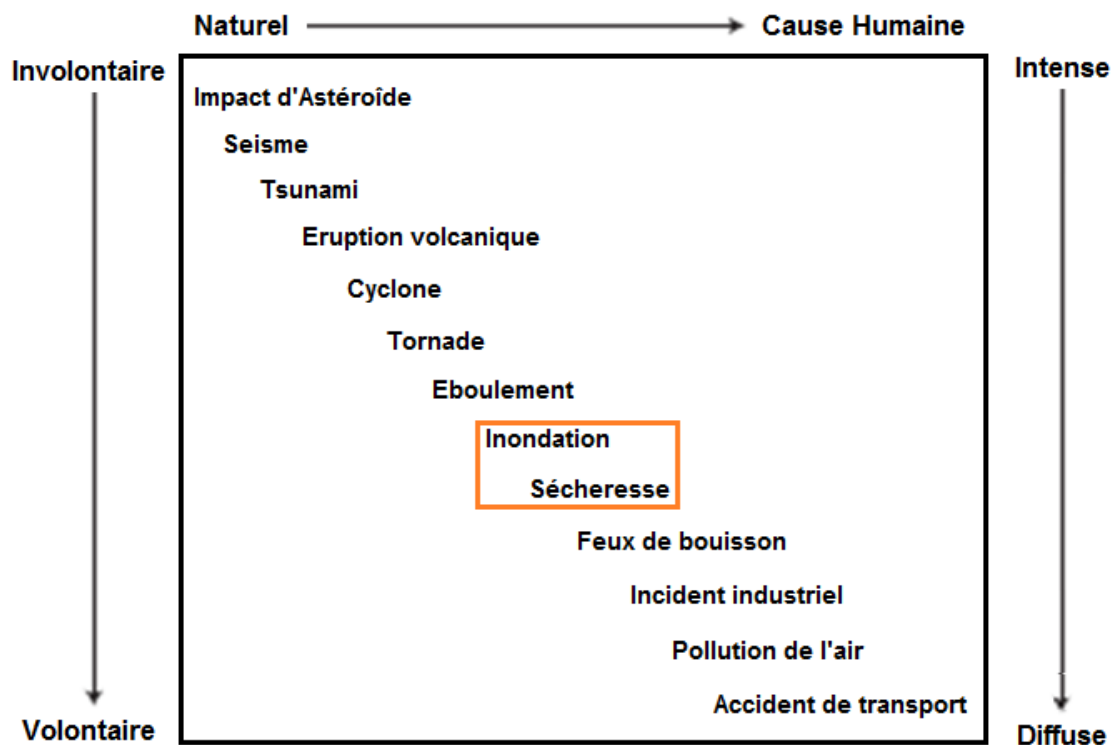


Figure II. 1:Spectre des risques environnementaux (d'après Smith et Petley, 2008)

Afin de réaliser une quelconque protection contre le risque d'inondation (plan de prévention, ouvrages de protection), il est nécessaire de pouvoir prévoir au préalable l'intensité de la crue (Crue de projet) contre laquelle la protection doit être assurée, les débits de ces crues peuvent être déterminées de plusieurs façons, dont les mesures, les enquêtes, et les méthodes de calculs. Les méthodes de calculs sont celles qui suscitent le plus notre intérêt. Selon la

disponibilité des données (Musy, 1999) on peut distinguer trois groupes de méthodes de détermination de débit de crues:

- Les méthodes empiriques
- Les méthodes déterministes
- Les méthodes probabilistes

La multiplicité des modèles hydrologiques est que chacun fournit une image plus ou moins simplifiée de la réalité, chaque modèle a ses avantages et ses limites propres et donc son domaine d'application privilégié (Ambroise, 1999).

II. 2 Notions générales sur les risques :

II. 2.1 Définition du risque :

Un risque est communément défini comme étant le résultat de la probabilité d'occurrence ou de retour d'un événement pouvant avoir en conséquence des dommages de toute nature (pertes humaines, argent, ou dégâts sur l'environnement...etc. Ce qui le caractérise c'est l'incertitude et le peu de connaissances qu'on peut avoir de lui.

II. 2.2 Subjectivité du risque :

On entend par subjectivité du risque sa *perception*, c'est le fait d'être conscient de sa permanente présence, c'est-à-dire que chacun de nous est conscient des risques auxquels il est soumis. La perception du risque dépend des conditions socio-économiques au sein de laquelle il évolue, aussi de l'excès de médiatisation de certains phénomènes et catastrophes naturelles ou humaines...etc.

II. 2.3 Acceptabilité du risque :

Un risque est dit *acceptable* quand son ampleur est réduite à un niveau toléré par l'entité qui lui est soumise, et qui ne devient consistant que quand il entre en concomitances avec d'autres risques ; ce qui est totalement différent du risque *accepté*, qui est appelé ainsi dans le cas où nous nous y soumettons en toute connaissance de cause.

Un risque peut être acceptable mais jamais accepté, car il est accepté par une minorité et pas par tout un chacun.

II. 2.4 Mesure du risque :

Une mesure du risque tend à calculer un taux d'accidents, un dénombrement de victimes ou alors le montant des dommages matériels.

Dans le cas général le risque est mesuré comme suit :

Risque= Fréquence/ Probabilité probable d'occurrence X Intensité/ Sévérité du risque ⇒

Risque= Vulnérabilité de l'objet soumis X Intensité du risque encouru X Fréquence d'occurrence du phénomène.

On définit ces différents paramètres comme suit :

Vulnérabilité de l'objet soumis : c'est le degré de dommages de l'objet soumis à un phénomène donné.

Intensité du risque : c'est l'ampleur du risque encouru.

Fréquence d'occurrence : C'est un terme probabiliste qui définit le nombre de fois qu'un évènement d'intensité donnée survient sur une période de temps donnée.

La figure II.2 est une représentation graphique de la mesure du risque, elle montre explicitement que le croisement de l'aléa et de la vulnérabilité a pour conséquence l'apparition du risque (Naulet, 2002).

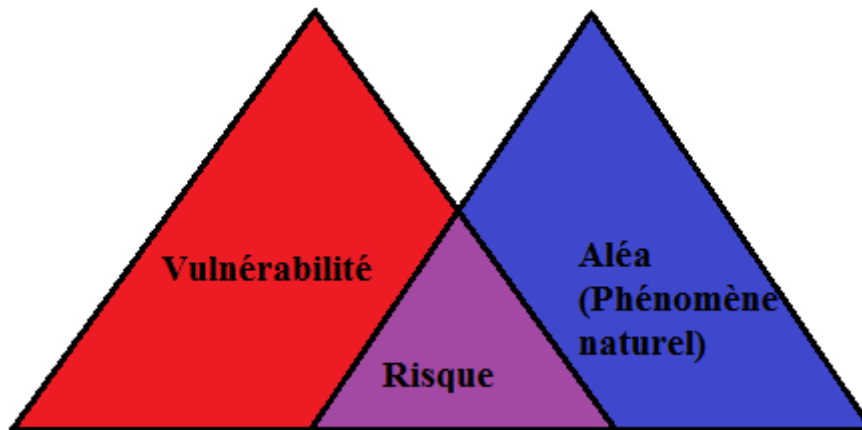


Figure II. 2:Représentation graphique du risque

II. 3. Risque hydrologique :

Le risque hydrologique tire le plus souvent son origine d'un comportement anormal des conditions météorologiques. Chaque perturbation climatique engendre des précipitations mais aucune n'est semblable à l'autre, c'est ce qui explique la différence dans l'intensité des précipitations ainsi que leurs durées.

Dans une analyse complète du risque, une des tâches initiales va être la détermination de l'aléa qui est la source de dommages. Il conviendra ensuite de procéder à l'analyse fréquentielle des événements primaires. En ce qui concerne les barrages, il est important de bien noter que l'aléa hydro-climatique, qui est à l'origine de l'apport des crues, est lui-même le résultat de phénomènes naturels dont l'évaluation est, en elle-même, d'une complexité redoutable (Carré et al, 2010).

II. 3.1 Définition du risque hydrologique :

On appelle risque hydrologique, tous risques induits par l'eau lorsqu'elle tombe sous forme de précipitations (liquides ou solides).

Cette classe de risques est reliée à des phénomènes nombreux tels que :

- Les débordements de cours d'eau (crue, inondations) et certains écoulements souterrains (remontée de la nappe) ;
- Les avalanches de neige.

Dans le cas du risque hydrologique, l'aléa est lié au phénomène physique « **la crue** » qui est l'objet principal des études hydrologiques et hydrauliques qui s'intéressent à l'étude des inondations, les trois composantes du risques sont définies comme suit :

II. 3.1.1 Vulnérabilité de l'objet soumis :

Il s'agit de la vulnérabilité de ce qui se trouve sur le sol inondé (occupation du sol), et on entend par cela les dommages économiques et sociaux causées par l'occupation de l'eau d'un sol.

II. 3.1.2 Intensité du risque (crue) :

L'intensité d'une crue est caractérisée par certains paramètres permettant d'évaluer l'ampleur des dégâts causés par cette dernière et qui sont :

- La hauteur de submersion
- La vitesse d'écoulement ;
- La durée de submersion ;
- La charge sédimentaire.
- La période de retour de la crue ;

Le tableau II.1, montre l'influence des caractéristiques de la crue sur les dommages causés.

Tableau II. 1:Quelques exemples de valeurs guides de protection (Grelot, 2001)

Occupation du sol	Saison de l'inondation	Durée de submersion maximale acceptable	Hauteur de submersion maximale acceptable	Fréquence de submersion maximale acceptable (Période de retour)
Zones rurales				
Maraichage	Printemps	Instantanée à 1 jour	0 m	5 ans
Serres	Toute l'année	1 à 3 jours	0m	5 ans
Bois / Forêts		1 semaine à 1 mois		1 an
Zone urbaines				
Résidences • RDC • 1 ^{er} étage		Instantanée instantanée	0 à 50 cm 1 m	100 ans 1000 ans
Industries		Instantanée	30 à 60 cm	1 à 100 ans

Pour exemple : une crue de hauteur d'eau de 1 m d'une période de retour de 1000 ans causera instantanément du dommage à un étage d'une résidence.

II. 3.1.3 Fréquence d'occurrence du phénomène ou aléa :

L'estimation du risque hydrologique ou risque d'inondations compte beaucoup sur la connaissance des fréquences d'occurrence des crues (soit leurs périodes de retour), c'est par définition le terme probabiliste qui caractérise l'acceptabilité des seuils de dégâts.

Les origines des évènements hydrologiques de nature catastrophique pour l'homme, l'écosystème ou encore la société peuvent être classés en deux catégories :

- Les événements dus à des précipitations extrêmes : lorsqu'elles tombent sur une grande étendue, ces précipitations sont à l'origine des plus grandes catastrophes ;

- Les évènements résultant d'un concours de circonstances défavorables : il y'a là absence du caractère extrême des précipitations, la combinaison de plusieurs processus d'écoulement est la cause des crues dans ce cas.

II. 3.2 .Gestion du risque hydrologique :

Il est très important de déterminer le risque avant de vouloir s'en protéger, il est et donc impératif de déterminer les caractéristiques de ce dernier et les enjeux à vouloir protéger, car quand on connaît le danger on peut définir avec exactitude les stratégies à mettre en œuvre.

Selon le risque identifié il existe plusieurs stratégies de protection contre ces mêmes risques. Ancey (2012) a proposé les deux critères de classification suivants :

- Existence ou non d'une intervention humaine :
 - Défense permanente réalisée sans intervention humaine,
 - Défense temporaire fondée sur une prise de décision ou une intervention,
- Point d'intervention :
 - Défense active dans la zone de formation des phénomènes,
 - Défense passive dans la zone de propagation ou d'arrêt des phénomènes.

Les grandes catégories de protection contre les risques hydrologiques utilisées peuvent être classées comme suit :

1. Arrêter les phénomènes en cours d'écoulement, en construisant des ouvrages de protection des crues dont les barrages lamineurs des crues. Un barrage peut recueillir tout le volume d'une crue et annuler le danger à l'aval, aussi il peut assurer au-delà d'une certaine hauteur d'eau un débit de fuite, afin d'assurer aussi l'écoulement de l'eau en aval de la digue. Seulement l'utilisation de ces barrages reste limitée car le risque de leur submersion n'est pas nul, malgré que leur dimensionnement se fait pour des crues de périodes de retour de plus de 10 000 ans
2. Dévier/contenir les écoulements en modifiant ou maîtrisant leur trajectoire. C'est la défense classique contre les crues, ou pour éviter le débordement, on construit des digues le long des cours d'eau.
3. Adapter et renforcer les équipements à protéger, de manière à établir leur autoprotection.
4. Engager des mesures réglementaires temporaires (interdiction de circulation ou d'occupation, procédures d'évacuation et plans de secours...etc.).

5. Placer les enjeux menacés en dehors de la zone à risque, c'est tout l'enjeu du zonage après une étude d'inondabilité.

Chacune de ces actions est caractérisée par :

- Un degré de fiabilité et de sécurité ;
- Un domaine et des limites d'utilisation ;
- D'une manière générale, des avantages et des inconvénients, dont l'appréciation varie selon les acteurs concernés par le problème (Ancey, 2012).

La gestion du risque hydrologique ne doit pas compter uniquement sur la construction d'ouvrages, il est nécessaire de trouver d'autres solutions en raison de l'occurrence de crues d'importantes périodes de retour.

C'est dans ce contexte là que les méthodes cartographiques de lutte contre le risque de crues ont été mises en place au Canada, aux USA et en France. Ces méthodes consistent généralement en la détermination des zones à risque, et en éloigner les enjeux à protéger, nous les citerons brièvement :

- Le zonage (Ancey, 2012),
- La méthode inondabilité (Cemagref, 1990),
- La cartographie des risques dans le cadre de la convention Canada-Québec et du PDDC,
- La cartographie des zones d'assurabilité des Etats unis,
- La cartographie des risques unitaires d'endommagement par inondation

On peut trouver d'avantage de détails concernant ces méthodes dans Ancey(2012) et Blin et al (2004).

II. 4. Méthodes de détermination des débits extrêmes de crues:

Connaitre les débits extrêmes de crues ainsi que leurs périodes de retour permet de palper le risque, et de connaitre l'aléa auquel nous sommes soumis, une revue des différentes méthodes de détermination de ces débits de crues est nécessaire dans notre étude. Selon la disponibilité des données, On peut appliquer l'une des méthodes suivantes :

II. 4.1 Méthodes empiriques :

On utilise ces méthodes quand on a peu ou pas de données, on en cite :

II. 4.1.1 Méthodes de reconstitution des crues à partir des côtes atteintes dans le passé :

Les traces de crues sont recherchées sur des ouvrages (maisons, ponts, ...), ensuite les hauteurs d'eau sont exploitées en utilisant des modèles hydrauliques, ou en procédant par le calcul à la détermination des débits de crues. Il y'a aussi ce qu'on appelle les mesures délaissées (Musy, 1999), qui sont les traces délaissées par le passage de la crue sur les bâtiments, les arbres, les cultures...etc. (figure II.3 et II.4).

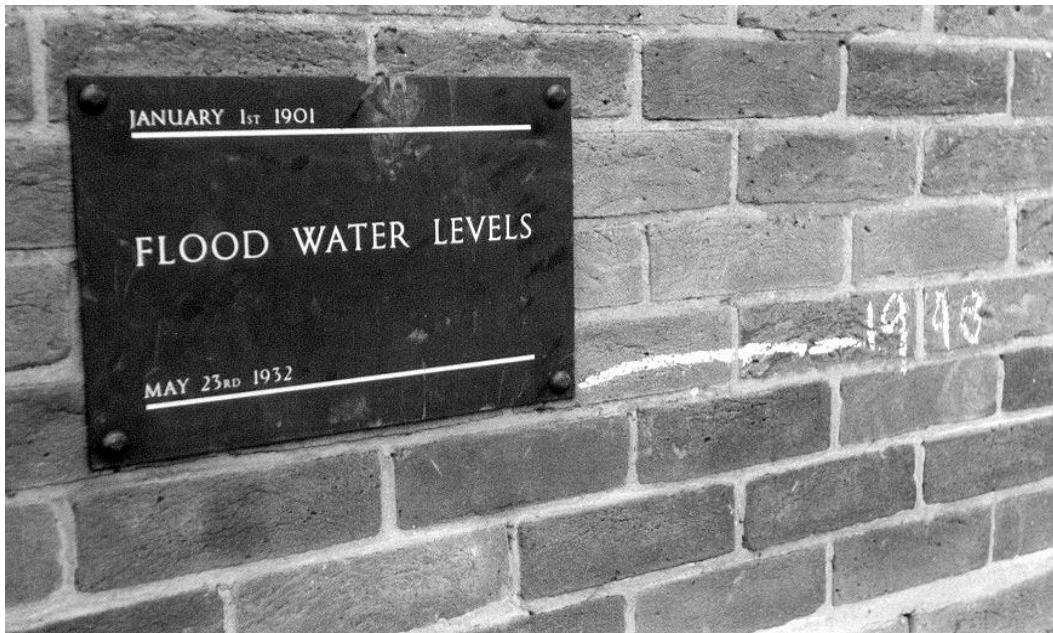


Figure II. 3:Repère de crues sur un mur.



Figure II. 4:Laisses de crues de l'Oued l'Abiod à M'chouneche (2011)

II. 4.1.2 Formules empiriques :

II. 4.1.2.1 Méthode utilisée aux USA :

$$Q = CA^a \quad (\text{II.1})$$

Où : A : est la surface du bassin versant; C : est la côte « Meyer » de la rivière, fonction de la pente du bassin versant ; a : est un exposant compris entre 0,2 et 0,4.

II. 4.1.2.2 Méthode rationnelle:

Son principe est lié à celui du temps de concentration, et donc à l'intensité de la précipitation et à l'air du bassin :

$$Q_p = C h_i A \quad (\text{II.2})$$

Où : Q_p est le débit de pointe; A est la superficie du bassin versant (km^2); h_i est la précipitation nette (mm) ; C est le coefficient de ruissellement.

L'application de cette méthode repose sur :

- L'intensité de précipitations constante pour une durée plus ou moins équivalente au temps de concentration.
- Le coefficient de ruissellement constant pour la durée de la précipitation.
- Le débit de pointe maintenu dès que la durée de la précipitation dépasse le temps de concentration.
- L'aire du bassin versant ne varie pas au cours d'une précipitation.

La méthode rationnelle est simple d'emploi et pour plus d'efficacité il faut déterminer soigneusement les paramètres A et C .

Quand un bassin représente des caractéristiques du sol variées, il faut subdiviser ce dernier et attribuer à chaque segment de surface (A_i) un coefficient de ruissellement C_i :

On aura donc :

$$C = \left(\frac{1}{A}\right) \sum C_i A_i \quad (\text{II.3})$$

La méthode rationnelle reste limitée pour les petits bassins versants où l'effet de stockage reste limité par rapport au ruissellement (Gray et Wigham,1972).

II.4.1.3. Méthode des courbes enveloppes:

Les courbes enveloppes consistent à fournir une borne maximale des débits de pointe. La figure II. 5 montre des courbes enveloppes de crues éclair pour différentes régions en Europe.

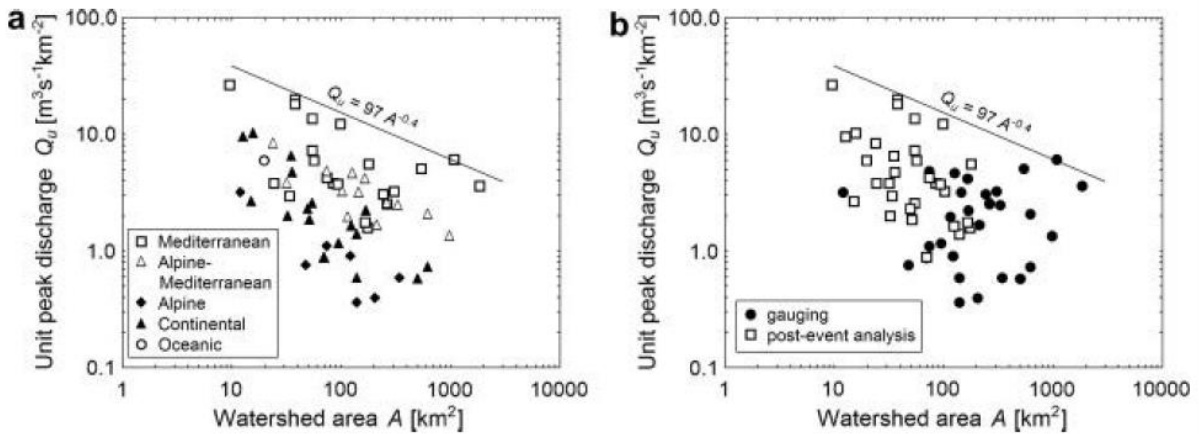


Figure II. 5: Variation du débit spécifique (de pointe) en fonction de la superficie du bassin versant (a) selon la localisation du bassin versant (b) la nature de la mesure (Ancey, 2012)

Une courbe enveloppe d'équation un peu plus complexe que la loi puissance utilisée (figure II.5) par la méthode rationnelle donnant l'expression du débit de pointe par :

$$Q_p = C A^n \quad (II.4)$$

a été ajustée sur des données de crue issues de plusieurs bassins-versants dans le monde :

$$Q_p = \frac{3009.2}{(A+41.31)^{0.78}} \quad (II.5)$$

Avec : Q_p le débit de pointe (m^3/s) ; A : la superficie (km^2).

II. 4.1.4. Méthode de classification des crues maximales de Francou-Rodier :

Ces mêmes auteurs (1967) ont classé plusieurs crues dans le monde et les ont représentés dans un graphique donnant $\log Q$ en fonction de $\log A$ (figure II.6).

Où : Q : est le débit (m^3/s) ; A : est la surface du bassin versant (km^2)

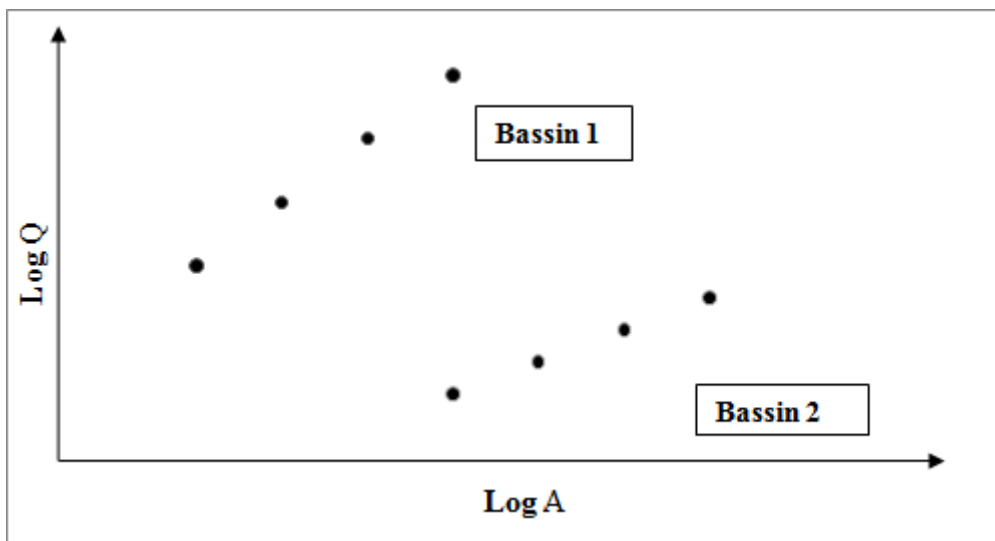


Figure II. 6: Représentation de la classification des crues dans le bassin versant (d'après Bois, 2000)

Les auteurs on pu constater que les points représentés étaient d'autant plus alignés que la région d'étude était homogène.

Un coefficient k a pu être déterminé et qui est fonction des régions, donnant la formule suivante :

$$\frac{Q}{Q_0} = \left(\frac{A}{A_0}\right)^{1-\frac{k}{10}} \quad (\text{II.6})$$

Où : $Q_0=10^6$ et $A_0=10^8$

II. 4.2 Méthodes déterministes :

Ces méthodes sont utilisées quand on dispose des données de débits et de pluies, sachant que celles-ci ne sont pas suffisantes.

II. 4.2.1 Fonction de production :

Il s'agit de déterminer en premier lieu la fonction de production, ce qui revient à déterminer la fraction de pluie brute qui va réellement participer au ruissellement. Cette fraction est appelée pluie nette et sa détermination fait appelle à ce qu'on appelle fonction de production.

II. 4.2.2 Méthode du SCS:

Le Service de Conservation des Sol (SCS) des Etats-Unis a suggéré en 1986 un modèle empirique, pour le calcul de la pluie nette en se basant sur quelques hypothèses simplificatrices :

1. Soit J la capacité d'infiltration, On admet qu'elle tend vers 0 lorsque l'on avance dans le temps, donc il existe une lame d'eau maximale infiltrable qu'on notera I tel que :

$$I = \int_0^{\infty} j(t)dt \quad (\text{II.7})$$

2. Il est admis qu'une certaine quantité S_0 de pluie interceptée par les végétaux ou servant à remplir les dépressions de la surface du sol.

On appellera « Pluie utile », la quantité $Pu(t)=P(t)-I_0$

Avec : $P(t)$: quantité totale de pluie tombée entre les intervalles de temps 0 et t.

3. Le rapport du ruissellement $R(t)$ à la pluie utile $Pu(t)$ est égal au rapport de ce qui est déjà infiltré $J(t)dt$ à ce qui peut s'infiltrer au maximum I .

$$\int_0^t J(t) = \frac{R(t)}{Pu(t)} \quad (\text{II.8})$$

La fonction de production donnée par la SCS après des calculs fastidieux est :

$$R(t) = \frac{[P(t) - 0.2I]^2}{P(t) + 0.8I} \quad (\text{II.9})$$

L'estimation de S se fait à l'aide d'un concept développé par le SCS, et qui est le concept du nombre de courbes sans dimensions « CN ». I est lié au CN par la formule suivante :

$$I = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (\text{II.10})$$

Le nombre CN dépend du type de sol.

La manière dont réagit le bassin versant, lorsqu'il est soumis à une sollicitation pluvieuse est nommée réponse hydrologique. Lorsqu'une averse tombe sur un bassin versant à l'exutoire, il peut y avoir un changement dans l'écoulement (crue) comme il peut ne pas y avoir (absence de crue) :

II.4.2.3. Méthode de l'hydrogramme synthétique :

- **Hydrogramme synthétique de Snyder**

Snyder (1938) fut le premier hydrologue à établir une série de formules reliant la géométrie physique du bassin versant aux propriétés de l'hydrogramme qui en résulte. Les formules empiriques qu'il a proposées découlent de l'étude des bassins ayant des dimensions variant entre 10 et 10000 ² aux USA. Il trouva qu'il était possible de définir trois points de l'hydrogramme unitaire à l'aide des expressions suivantes :

$$t_p = C_t (L \cdot L_e)^{0.3} \quad (\text{II.11})$$

Avec : t_p : le délai du bassin (intervalle de temps en heures) entre le centre de gravité de la pluie et la pointe de l'hydrogramme); L : longueur du cours d'eau principal en m ; L_e : la distance en m de l'exutoire en un point du cours principal le plus près du centre de gravité du bassin versant. ; C_t = coefficient variant de 1.8 à 2.2

$$t_r = \frac{t_p}{5.5} \quad (\text{II.12})$$

$$Q_p = 640 \frac{C_p \cdot A}{t_p} \quad (\text{II.13})$$

$$T_b = 3 + 3t_{p/24} \quad (\text{II.14})$$

Où : t_r = durée de la pluie excédentaire en heures pour l'hydrogramme unitaire synthétique; Q_p = le débit de pointe de l'hydrogramme unitaire en m^3/s ; A : est la superficie du bassin

versant en km^2 ; C_p est un coefficient variant entre 0.56 et 0.69; T_b : est le temps de base de l'hydrogramme unitaire en jours; t_p est le temps de base

Une fois les trois quantités t_p , Q_p , T_b connues, on peut tracer l'hydrogramme unitaire. Ce dernier est construit de telle sorte que l'aire sous la courbe représente 25.4mm du débit superficiel direct fourni par le bassin. Cet hydrogramme unitaire n'est valable que pour une pluie nette d'une durée de t_r . Pour toute autre durée de pluie nette, un temps de délai ajusté doit être utilisé dans l'équation donnant t_p par:

$$t_{pr} = t_p + \frac{t_R - t_r}{4} \quad (\text{II.15})$$

Ou : t_{pr} est le délai ajusté; t_r est la durée initiale de calcul; t_R est la durée désirée; t_p est le délai non corrigé.

- **Hydrogramme synthétique du SCS**

C'est l'un des hydrogrammes synthétiques les plus utilisés et qui ne demandent pas de données autres que la superficie du bassin versant. Le SCS (1972) a construit un hydrogramme unitaire adimensionnel exprimé comme le débit divisé par le débit de pointe (Q/Q_p) en fonction du temps divisé par le temps de montée de la crue (t/t_p). En pratique les valeurs de Q_p et de t_p sont déduites de l'hydrogramme unitaire simplifié de forme triangulaire ou le temps est exprimé en heures et le débit en m^3/s . On obtient alors la relation suivante :

$$Q_p = \frac{2.08 \cdot A}{t_p} \quad (\text{II.16})$$

II. 4.3. Méthodes Statistiques :

Quand les données de débits sont disponibles, on a recours aux méthodes statistiques, pour une prédétermination des débits max de crues.

II. 4.3.1. Méthode du Gradex :

C'est une méthode de détermination des crues basées sur le traitement statistique des seules valeurs des débits observées. C'est un des outils de calculs des débits de crues extrêmes des cours d'eau pour des fréquences de dépassement comprises entre 10^{-2} et 10^{-4} , soit encore des périodes de retour situées entre 100 et 10 000 ans. (Benkhaled, 2010).

Méthode proposée en par Guillot et Duband (EDF, 1976), ces derniers ont essayé de mettre au point une méthode pratique s'appuyant sur un nombre minimum d'hypothèses physiques et statistiques simples qu'ils ont pu résumer comme suit :

- La fréquence $f(R)$ de la précipitation journalière en un lieu est à décroissance exponentielle simple : $Lf(R) \sim R/a$ quand R est grand et cela est encore vrai de la précipitation moyenne étendue à un bassin versant. Le paramètre « a », dit « Gradex », est fourni par quelques années d'observations pluviométriques journalières de bonne qualité, il varie selon la région et les saisons.
- En période de hautes eaux ou de fortes pluies, quand on approche de la saturation du bassin versant en un temps égal au temps de concentration t_c , tout accroissement dR de la précipitation produit un accroissement dQ du débit qui tend à devenir égal à dR .

On en déduit que, sur le graphique de Gumbel, la loi du débit a une courbure positive et tend vers une asymptote parallèle à la loi de pluie, dont la pente est le Gradex.

Sous l'hypothèse que la majorité des pluies maximales annuelles sont distribuées selon la loi exponentielle ou la loi de Gumbel. Donc deux pluies extrêmes P_1 et P_2 de périodes de retour T_1 et T_2 respectivement satisfassent la relation suivante

$$P_2 - P_1 = a \ln \frac{T_2}{T_1} \quad (\text{II.17})$$

Avec $a > 0$ est appelé Gradex en (mm si il s'agit de pluie).

De ces observations, on admet l'hypothèse du gradex : la courbe intensité-fréquence des pluies de durée t_c est parallèle a la courbe intensité-fréquence du débit. En conséquence, lorsque sur un bassin-versant on dispose de données de pluie sur une période suffisamment longue (quelques dizaines d'années). On peut estimer les débits extrêmes en considérant que le Gradex des débits a_q (en m^3/s) équivaut a celui des pluies a_p (en mm) lorsqu'on les exprime dans la même unité, c'est-a-dire (Ancy, 2012) :

$$a_q = \frac{A}{3.6t_c} a_p \quad (\text{II.18})$$

Où : A est la surface du bassin versant en km^2 ; t_c est le temps de concentration en heures;
3.6 est un facteur de conversion des unités

En supposant que le sol est saturé pour une pluie d'une période de retour donnée (10 ans par exemple) De la relation (II.17) on peut aboutir à :

$$Q = Q_{10} + a_q \ln \frac{T}{10} \quad (\text{II.19})$$

Avec : Q_{10} : est le débit de pointe pour une période de retour $T= 10$ ans

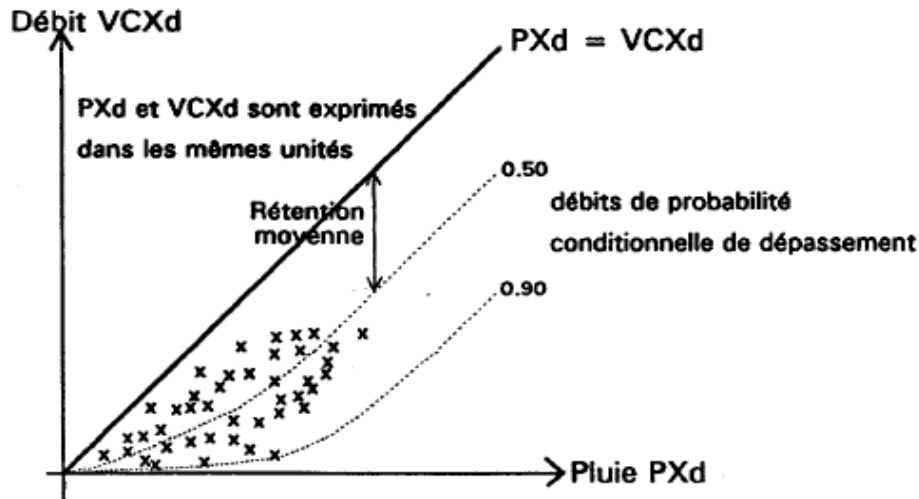


Figure II. 7:Illustration de la relation entre précipitations et volumes de crues dans la méthode Gradex (Ouarda et al, 1998)

« Le principal intérêt de la méthode du gradex est de pallier à une des limites de l’approche statistique classique sur les débits. Les informations locales en débit sont le plus souvent insuffisantes (20 à 30 ans d’observation en continu) et sujette à caution pour les crues les plus fortes (extrapolation des courbes de tarage) : ceci ne permet pas de valider le choix d’une loi de probabilité, pour la queue de distribution. L’hypothèse de base de la méthode du Gradex, portant sur la relation forte lors d’évènements extrêmes entre les pluies et les débits, permet de conforter partiellement la distribution des débits à partir des celle des pluies de base. » (Ouarda et al, 1997).

II. 4.3.2 Modèles Qdf :

« Le modèle Qdf est un outil de synthèse (développé au sein de la Cemagref Groupement de lyon) des régimes de crues dans les bassins versants, selon une approche multi durées et multi fréquences des crues observées. Qdf est donc un modèle continu de prédétermination des crues fréquentes à rares d’un bassin versant (observés ou non) qui permet de répondre à une conception de gestion intégrée des cours d'eau et de leurs bassins versants. » (Galéa et Prudhomme, 1997).

La procédure d’estimation des quantiles est faite en trois étapes :

1. Estimation des trois paramètres locaux représentatifs du bassin versant :

- La durée caractéristique de la crue D ,
- Le débit décennale de pointe $QIXA 10 = Q(T=10ans, d=0 sec)$.
- Le gradex des pluies $a_p(d)$.

Notations appliquées :

- QIX : débit de pointe instantané.
- $VCXd$: le débit moyen maximal lors de la crue sur la durée continue.
- $QCXd$: le débit seuil maximal lors de la crue continûment dépassé.

La méthode Qdf fournit des estimations du débit moyen maximal (VCX) ou du débit seuil maximal (QCX) pour des durée allant de une (1) seconde à trente (30) jours et des périodes de retour allant de $T=0.5$ à $T=1000$ ans.

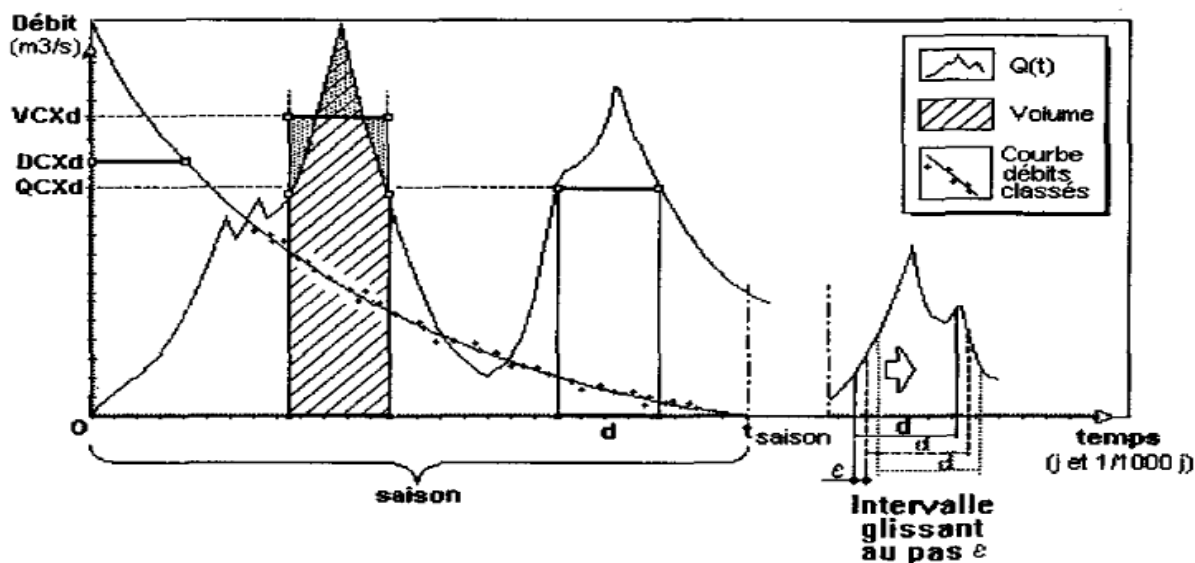


Figure II. 8: Définition des trois caractéristiques de régime en crue (Galéa et Prudhomme, 1997)

Pour ces variables il est généralement vérifié ce qui suit (Galea et Prudhomme, 1997):

- Pour des durées d suffisamment longues et un bassin versant de grande superficie :

$$QCXd < DCXd < VCXd ;$$

- Pour des durées courtes et/ou un bassin versant de petite superficie :

$$QCXd < VCXd < DCXd.$$

2. Choix du modèle de référence Qdf adimensionnel :

La formulation des modèles Qdf est bâtie sur la base du modèle du renouvellement (binôme : Loi de poisson + Loi exponentielle) pour les fréquences observables. Pour les fréquences rares, la formulation s'appuie sur une variante du modèle du Gradex (Benkhaled, 2010).

Les résultats sont présentés généralement sous forme d'un faisceau de courbes paramétrées par la durée dans le plan (Q,T) ou transformé $(Q, \ln T)$.

3. Reconstitution du régime des crues par dénormalisation du modèle de référence :

Le quantile local de crue est alors estimé en dénormalisant la distribution adimensionnelle du modèle de référence.

II.4.3.3 Analyse fréquentielle et rôle de l'information historique dans la gestion des risques: Prévenir un risque hydrologique ou le risque d'une crue, nécessite tout d'abord d'avoir des informations historiques et préhistoriques concernant des crues ayant déjà eues lieu en rapport avec des fréquences d'occurrences données.

Selon Ouarda et al. (1998) il existe trois catégories d'informations non contemporaines liées aux crues :

1. Evidence physique d'un évènement ancien (paléohydrologie) ;
2. Evidence botanique des crues anciennes ayant laissé des traces sur des arbres anciens (dendrohydrologie)
3. Observations enregistrées dans les journaux et archives, et témoignages ...etc.

En ce qui concerne la période préhistorique (paléohydrologie), les crues sont déterminées à l'aide d'indicateurs géologiques et biologiques, l'intensité du phénomène n'est pas forcément connue, et l'occurrence du phénomène est déterminée mais avec incertitude.

La période historique est étudiée à l'aide de méthodes archivistique, on peut subdiviser cette période en deux parties de données appelées données *non systématiques*:

- a. La partie la plus ancienne consiste en des informations concernant des évènements ponctuels à l'occasion d'évènements remarquables.
- b. La deuxième partie concerne des observations régulières qui ont commencé à voir le jour avec la mise en place des services d'annonce des crues (*fin du XIX^{ème} siècle*), elle consiste en des relevés de hauteur.

Il y a la période contemporaine aussi qui correspond aux données relevées sur des stations hydrométriques et qui sont une chronique de débits de bonne qualité appelées données *systématiques* et qui n'ont pu être établies que vers la fin du 20^{ème} siècle.

Il y'a lieu de traiter ces informations collectées et qui sont généralement partielles, il est supposé l'existence d'un seuil au-delà duquel les crues deviennent perceptibles en raison des dégâts et dommages qu'elles causent. Ces données sont généralement représentées en fonction du seuil de perception comme le montre la figure II.9 :

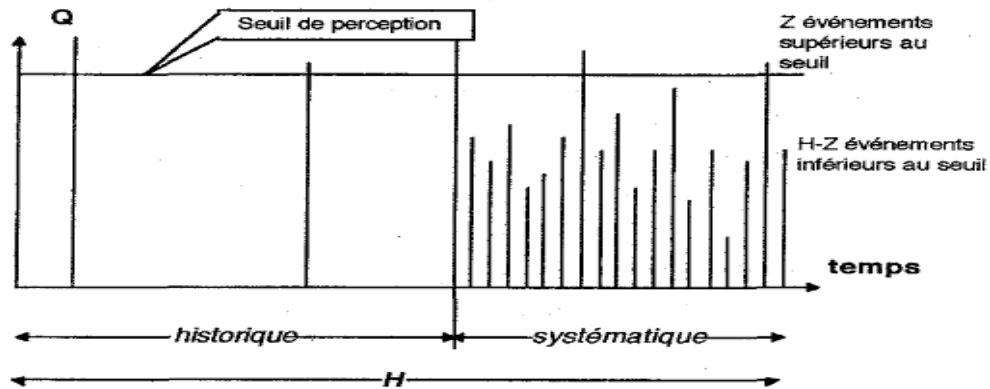


Figure II. 9 : Echantillon regroupant des données systématiques et des données non systématiques (Ouarda et al, 1998)

Pour les informations ou données historiques il existe 3 cas comme le montre la figure II.10 :

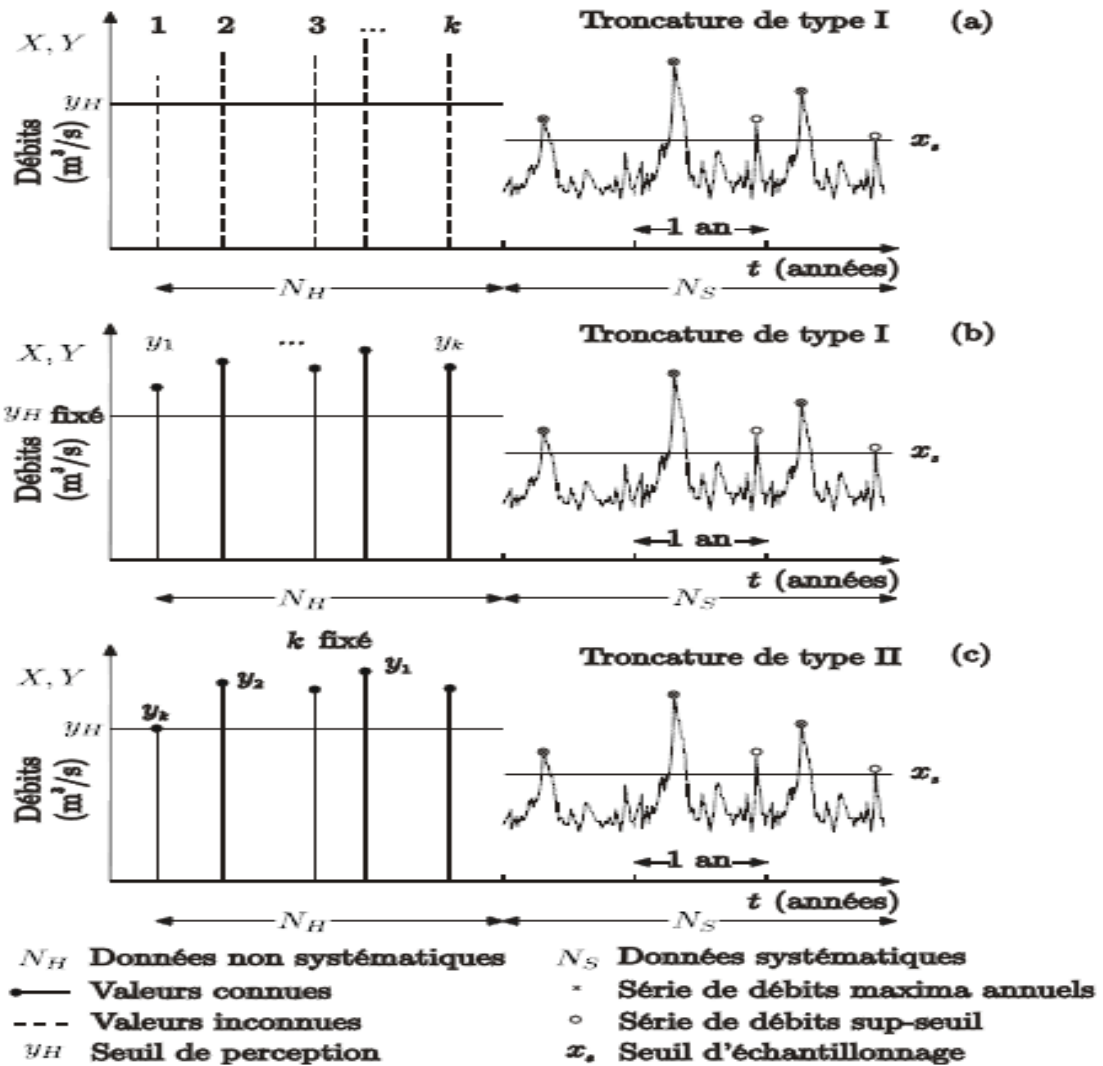


Figure II. 10: Différents types d'information historique (Francès et al 1994 in Naulet, 2002)

- (a). Pour ce cas on remarquera que les valeurs exactes des débits de crues ne sont pas connues, seules les dates sont connues ;
- (b). Pour ce cas les valeurs des débits dépassant le seuil de perception peut être connu ;
- (c). Pour ce cas on connaît les débits de crues perçues et le seuil n'est autre que la plus faible valeur de débit.

Les études menées dans cet axe ont pu montrer qu'il est toujours utile de faire usage des données historiques après un traitement statistique si ce n'est pour connaître les valeurs de débits c'est pour connaître leur date et donc leur périodes d'occurrence.

L'utilisation de données historiques dans l'estimation de la fréquence de crues vise dans un premier temps à mieux exploiter l'information réellement disponible. En plus d'introduire de l'information concernant les crues survenues avant la période de jaugeage systématique. Elle permet de mieux représenter des valeurs rares observées au cours de la période de jaugeage qui dans l'analyse traditionnelle (c'est-à-dire sans information historique) ont souvent trop de poids dans l'estimation. Ces deux aspects devraient se traduire par des biais moins grands et des écarts types plus petits dans l'estimation des quantiles

On doit souligner que toutes les études faisant appel à l'utilisation des données historiques reposent sur l'hypothèse de stationnarité du régime pluviométrique et hydrologique et de la stabilité géomorphologique du bassin versant. Il est important de remarquer que l'utilisation de l'information historique est basée sur l'hypothèse qu'une loi statistique donnée peut être extrapolée à de grandes périodes de retour. Or, notre connaissance statistique des phénomènes météorologiques qui génèrent ces grands événements est assez limitée. On souligne aussi l'imprécision qui est généralement reliée à la date adoptée comme date du début de la période d'information historique, et son impact sur les quantiles estimés. (Ouarda et al, 1998).

II. 5. Conclusion :

Les conséquences désastreuses des risques hydrologiques sont d'une importance primordiale, d'où le souci de chercher tout le temps à les prévenir et à minimiser leur impact voir à l'éliminer.

La prévention de ces risques hydrologiques, liées à des événements extrêmes, peut être envisagée en élaborant des ouvrages pour protéger les populations locales ou alors établir des plans de secours, mais sur quoi se baser pour dimensionner ces ouvrages ? Et quand ces événements peuvent-ils survenir afin de bien élaborer ces plans de secours d'urgence ?

Les méthodes de détermination du débit de pointe que nous avons pu voir sont nombreuses, les méthodes empiriques sont assez simples à utiliser mais leur champ d'application est étroit, comme celui des méthodes déterministes, qui ne tiennent en compte que le ruissellement direct.

L'utilisation de ces méthodes ne peut se faire que lorsqu'il y a une insuffisance de données hydrologiques, donc la difficulté de l'utilisation de ces formules ne consiste pas au fait

qu'elles soient empiriques mais plutôt, le manque de connaissances des conditions exactes dans lesquelles on doit les utiliser.

Les méthodes statistiques de détermination des débits de pointes, restent les mieux adaptées à la plupart des situations, et se rapprochent les plus de la réalité, seulement la rareté des données rend la tâche laborieuse.

En collectant le maximum de données, il est possible de prévenir ces risques à l'aide d'une étude statistique d'évènements passés pouvant déterminer leur probabilité d'occurrence et leur intensité probable.

L'analyse fréquentielle, est la partie de la statistique qui étudie les données hydrologiques et tend à prédire les périodes de retour d'évènements extrêmes en s'appuyant sur des évènements passés semblables.

CHAPITRE III :

Analyse fréquentielle des

valeurs extrêmes

III. 1. Introduction :

Le plus important dans l'étude du risque hydrologique est de déterminer les valeurs maximales des précipitations ou des débits de crues responsables des dégâts et des catastrophes. Seulement c'est une tâche très contraignante, en raison de la rareté des extrêmes ainsi que de la taille des séries d'observations, qui est pour la majorité des cas courte.

Lorsque les données concernant des événements passés sont disponibles, l'analyse fréquentielle, qui est une méthode de prédiction, permet d'étudier des événements passés, d'en déterminer la probabilité de réapparition future, afin de s'en protéger.

La prédiction des événements extrêmes tels que les crues, repose sur la définition et détermination de ce qu'on appelle « Modèle Fréquentiel », qui est la description du comportement statistique d'un phénomène donné.

Le rôle principal de l'« Analyse fréquentielle » est de prédéterminer les valeurs extrêmes probables en fonction de leurs importantes périodes de retour. La figure III.1, montre le principe de prédétermination des quantiles correspondants à de grandes périodes de retour en fonction de données existantes.

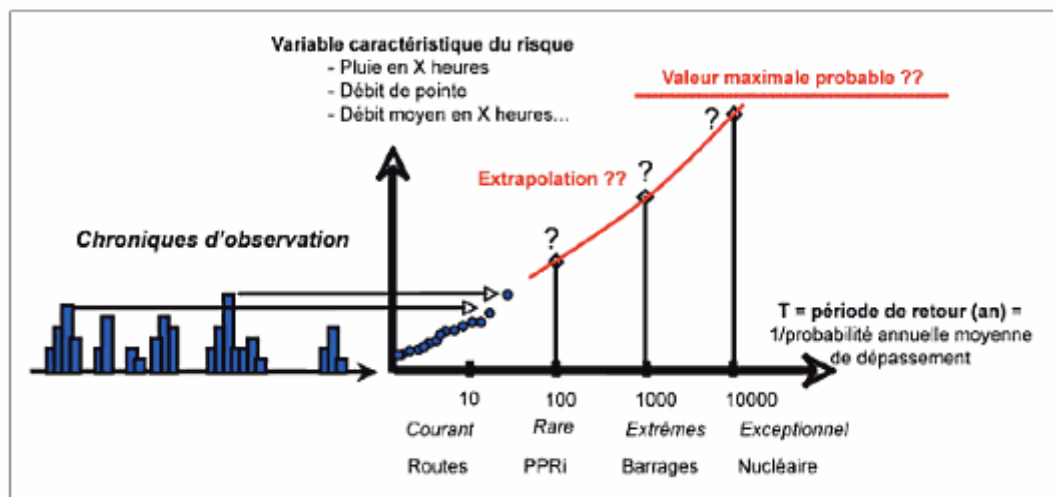


Figure III. 1: Principe général de prédétermination (Lavabre et Arnaud, 2010)

Le choix du nombre d'années d'observations est déterminant dans la fiabilité des résultats, Kouider(2003), on doit se fixer un seuil minimal du nombre d'années d'observations. Le Bulletin 17B de l'USGS 17B (1982) suggère qu'au moins 10 années de données sont nécessaires pour justifier une analyse statistique dans le cadre de la méthode des maximas

annuels Tremblay(2008) a utilisé un minimum de 10 ans pour la concentration en sédiment en suspension ainsi que pour les débits journaliers, Kouider (2003) a opté pour un minimum de 15 années. Benkhaled et al (2013) ont utilisé 12 observations de concentrations maximales annuelles des sédiments en suspension sur le bassin de l'Oued l'Abiod.

On chercherait donc, à l'aide de l'analyse fréquentielle à modéliser la fonction :

$F(x) = P(X > x) = 1 - F(x)$ où F est la fonction de répartition de X . On ne cherche pas à la modéliser dans son ensemble, mais uniquement en queue de distribution, c'est à dire quand $x > X$. Deux approches sont possibles :

- La première s'appuie sur un découpage des données en blocs, dont les maxima sont supposés distribués selon une loi de la famille GEV (Generalized Extreme Value). C'est l'approche typiquement utilisée par les hydrologues.
- La seconde modélise la distribution des valeurs dépassant un seuil donné. Elle est communément appelée la méthode POT (Peaks-Over-Threshold).

En effet les deux modèles cités ci-dessus ont été dérivés avec certaines hypothèses mathématiques assez lourdes qui présupposent que les données consistent en une suite de variables aléatoires indépendantes (Raphael, 2007).

III. 2. Etapes de l'analyse fréquentielle :

L'analyse fréquentielle tend à prédire le comportement des cours d'eau tout en déterminant les quantiles correspondants à des périodes de retour données par une approche statistique tout en se basant sur des données historiques et contemporaines brutes, auxquelles on fait subir un traitement statistique.

L'analyse fréquentielle fait appel à diverses techniques, dont les étapes sont présentées dans le tableau III.1 :

Tableau III. 1: Points clés d'une analyse locale des probabilités (Lang et Lavabre, 2007)

Étapes	Points Clés
(a). Echantillonnage	Extraction de valeurs maximales respectant plusieurs hypothèses : Caractère aléatoire, valeurs indépendantes, échantillon homogène, processus stationnaire
(b). Validation d'une distribution théorique	Choix d'une distribution et d'une méthode d'estimation des paramètres
	Test d'adéquation (Visuel et statistique)
(c). Extrapolation aux évènements non observés	Limite de validité à fixer, en fonction de la qualité des données, de la taille de l'échantillon et de la bonne adéquation de la distribution théorique aux observations.

Ces diverses étapes sont explicitement abordées comme suit :

III.2.1 Echantillonnage :

L'échantillonnage peut être mené par extraction de valeurs maximale annuelle ou de toutes les valeurs supérieures à un seuil. Il est supposé permettre l'obtention d'une collection de valeurs issues d'une variable aléatoire, qui vérifient les hypothèses suivantes :

- Les variables extraites soient homogènes, ou identiquement distribuées (c'est-à-dire qu'ils doivent appartenir à une même population d'évènements).
- Les variables choisies soient indépendantes et stationnaires (les paramètres de la distribution ne varient pas avec le temps).

III.2.2 Tests d'hypothèse :

Une fois l'échantillonnage effectué, on soumet l'échantillon de valeurs à une série de tests statistiques afin d'en vérifier l'indépendance, la stationnarité et l'homogénéité, conditions d'un bon ajustement :

III.2.2.1 Test d'homogénéité :

Un échantillon de données aléatoires est dit "homogène" lorsque les données qui le constituent proviennent de la même distribution (prises dans les mêmes conditions). La vérification de cette hypothèse est fondée sur la comparaison des moyennes des débits

obtenus avant et après la date de changement dans la procédure d'acquisition des données, lorsque cette dernière date de changement est connue.

III.2.2.1.1 Test de Wilcoxon :

Le test de **Wilcoxon** est un des tests les plus utilisés pour vérifier l'homogénéité d'un échantillon de données. Il permet d'effectuer des comparaisons entre deux sous échantillons et de vérifier si leurs moyennes sont significativement différentes.

Considérons une série de données notées respectivement $x_1, x_2, x_3, \dots, x_n$ et $x_{n+1}, x_{n+2}, \dots, x_m$, dont les moyennes sont respectivement M_1 et M_2 . Le test permet de comparer les hypothèses suivantes :

$$H_0 : M_1 = M_2 ;$$

$$H_1 : M_1 \neq M_2$$

La statistique du test utilisée (V) est distribuée asymptotiquement selon une loi normale centrée réduite. Cette statistique s'exprime comme suit :

$$V = [W - 0.5m(n + 1) + 0.5] / \sqrt{Var(W)} \quad (III.1)$$

Où
$$W = \sum_{i=1}^m R_i s(R_i) \quad (III.2)$$

R_i : est le rang du classement des variables aléatoires des deux échantillons combinés et triés en ordre croissant.

$s(R_i)$: facteur multiplicateur égal à (0) si la donnée est effectuée après le changement, $s(R_i)$ est égal à l'unité si la donnée est réalisée après.

La variance de la statistique s'exprime par la formule suivante :

$$Var(V) = \frac{n(m-n)(m+1)}{12} - \frac{n(m-n) \sum_{i=1}^k (d_k^3 - d_k)}{12m(m-1)}. \quad (III.3)$$

Où : k : étant le nombre de groupes distinct contenant des observations égales.

d_k : est le nombre d'observations égales dans chacun des groupes.

Les règles de décision à un seuil α donné pour effectuer ce test sont les mêmes que pour une loi normale: si $Abs(V) > Z_{\alpha/2}$, on rejette H_0 , sinon, nous acceptons H_0 .

$Abs(V)$: Valeur absolue de la statistique V .

$Z_{\alpha/2}$ est le quantile de probabilité au dépassement $\alpha/2$ de la loi normale centrée réduite.

III.2.2.2 Test d'indépendance :

Par définition un échantillon est dit indépendant, une collection d'évènements qui pris deux à deux, vérifient : $Prob(x_i, x_j) = Prob(x_i) Prob(x_j)$. Autrement dit aucune corrélation ne doit exister entre deux évènements distincts

L'indépendance des événements successifs retenus lors de l'échantillonnage peut être vérifiée par diverses techniques statistiques on en cite :

- Le test de Bartlett's pour l'auto-corrélation ;
- Le test de Von-neumann ;
- Test de Wald-Wolfowitz.

III.2.2.2.1 Test de Wald- Wolfowitz:

Une série de données est dite indépendant si une donnée n'est pas influencée par la donnée qui la précède.

Le test non paramétrique le plus utilisé pour vérifier l'hypothèse d'indépendance des observations est le test de Wald-Wolfowitz.

Soient $X_1, X_2, X_3, \dots, X_n$ n variables aléatoires, le test permet de comparer les deux hypothèses suivantes :

$$H_0: X_1, X_2, X_3, \dots, X_n \text{ sont indépendantes.}$$

Où :

$$H_1: X_1, X_2, X_3, \dots, X_n \text{ ne sont pas indépendantes}$$

La statistique de Wald-Wolfowitz W se calcule comme suit :

$$W = \sum_{i=1}^{n-1} (X_i X_{i+1}) + X_1 X_n \quad (\text{III.4})$$

Lorsque n est suffisamment grand, la statistique W suit une distribution normale U de moyenne \bar{W} , et de variance $\text{Var}(W)$. la moyenne et la variance sont données comme suit :

$$\bar{W} = \frac{S_1^2 - S_2}{n-1} \quad (\text{III.5})$$

Et

$$\text{Var}(W) = \frac{S_2^2 - S_4}{n-1} - \bar{W}^2 + \frac{S_1^4 - 4S_1^2 S_2 + 4S_1 S_3 + S_2^2 - 2S_4}{(n-1)(n-2)} \quad (\text{III.6})$$

Où :

$$S_r = n * M_r \quad (\text{III.7})$$

Où :

$$M_r = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i^r \quad (\text{III.8})$$

M_r est le moment non centré d'ordre r de statistique standardisée s'exprime comme suit :

$$U = \frac{W - \bar{W}}{\sqrt{\text{Var}(W)}} \quad (\text{III.9})$$

Cette statistique est distribuée asymptotiquement selon une loi normale centrée réduite. Les règles de décision, à un seuil α donné, pour ce test sont les mêmes que celles de la loi normale

III.2.2.3 Test de Stationnarité :

Il est appelé aussi test de tendance. La stationnarité d'un échantillon c'est son indépendance par rapport au temps. Avant de procéder à un test statistique pour vérifier la stationnarité d'un échantillon, on peut vérifier visuellement, en reportant sur un graphique les valeurs des variables en fonction du temps, et observer si il y'a une tendance ou pas, des tests de stationnarité on cite :

- Le test de Mann-Kendall ;
- Le test de spearman ;

III.2.2.3.1 Test de Mann-Kendall:

Les données composant une série sont dits "stationnaires" si leurs caractéristiques statistiques (Moyenne, variance ou moments,...) ne varient pas en fonction du temps:

Un des tests les plus prisés pour procéder à la vérification de l'hypothèse de stationnarité est le test de Mann-Kendall. Ce test permet de comparer les hypothèses suivantes :

H_0 : les caractéristiques statistiques des variables aléatoires sont constantes dans le temps

Ou encore :

H_1 : les caractéristiques statistiques des variables aléatoires ne sont pas constantes dans le temps

Soient n variables aléatoires $X_1, X_2, X_3, \dots, X_n$, classées par ordre chronologique.

La statistique S de ce test s'exprime par l'équation suivante:

$$S = \sum_{i=1}^{n-1} \sum_{j=i+1}^n \text{signe}(X_j - X_i) \quad (\text{III.10})$$

La fonction $\text{signe}(X)$ fait référence au signe de la variable X et prend les valeurs 1, 0 ou -1 selon que la variable X soit positive, nulle ou négative. Sous l'hypothèse nulle, la statistique $\{S\}$ est distribuée asymptotiquement selon une loi normale de moyenne nulle et de variance $\text{Var}\{S\}$ s'exprimant comme suit :

$$\text{Var}(S) = \frac{1}{18} [n(n-1)(2n+5) - \sum_t t(t-1)(2t+5)] \quad (\text{III.11})$$

Dans cette formule, t désigne le nombre de données d'observations identiques et \sum_t concerne les ensembles d'observations identiques dans l'échantillon. La statistique standardisée (K) est distribuée selon une loi normale centrée réduite :

$$\begin{cases} \text{si } S \neq 0 & K = \frac{S - \text{Signe}(S)}{\sqrt{\text{Var}(S)}} \\ \text{Si non } & K = 0 \end{cases} \quad (\text{III.12})$$

Plus la statistique du test S est proche de zéro plus les observations seront considérées comme stationnaire.

III.2.3 Choix du modèle d'ajustement :

L'ajustement d'un modèle fréquentiel à un échantillon donné a pour but, le regroupement en une fonction et ses paramètres, les informations se trouvant au sein de cet échantillon même.

Le choix du modèle en analyse fréquentielle est sans doute l'étape la plus critique introduisant les plus grandes incertitudes (Meylan et al, 2012). L'adoption d'un modèle fréquentiel pour étudier et décrire les phénomènes hydrologiques est donc une décision, un choix. Dubreuil (1974) donne des éléments d'aide au choix de la loi théorique à choisir :

1. Dans une région climatique donnée, une variable hydrologique déterminée suit généralement la même loi en tout site d'observation, d'où l'intérêt des études systématiques et celui de la connaissance de toute étude antérieure.

2. En l'absence d'information régionale, on fait un essai de report graphique des points observés sur papier à échelle gaussique des abscisses, ce qui permet d'envisager une loi normale en une loi dissymétrique. En effet, l'anamorphose d'échelle permet l'alignement des points suivant une loi normale, tandis que ceux suivant une loi dissymétrique se présenteraient selon une courbe à concavité tournée vers le haut (loi hypergaussique) ou vers le bas (loi hypogaussique).

Selon (Musy et Meylan, 1999), le choix du modèle fréquentiel est déterminant quant à la validité des résultats d'une analyse fréquentielle, seulement il n'existe pas de formule universelle pour choisir un modèle.

Pour le cas des valeurs extrêmes, la loi GEV et Gumbel sont les mieux adaptées, (Koutsoyannis, 2004) estime que la loi de Gumbel est peu susceptible de s'appliquer aux valeurs extrêmes de variables hydrologiques et que la distribution de valeurs extrêmes du type II (EV2) est un choix plus cohérent. Mareuil (2005) estime que les critères de choix énumérés par la littérature peuvent mener à des solutions inadéquates. La différence entre les quantiles estimés sous une hypothèse d'une loi de Gumbel ou sous une hypothèse de la loi GEV est considérable. Pour une fréquence donnée, les quantiles d'une loi GEV peuvent être de deux fois ou trois fois plus importants que les quantiles d'une loi de Gumbel (Muller, 2006).

La raison pour laquelle il serait recommandé de considérer la distribution de Gumbel, est qu'elle n'implique que deux paramètres (la distribution de GEV à trois paramètres) et qui est traduite par une expression mathématique plus simple. Cependant, des études récentes ont montré que sur le plan de la pratique hydrologique, la distribution de Gumbel, bien que plus simple, ne fournit pas nécessairement les meilleures résultats (Turcotte & Malamund, 2003;

Coles *et al.*, 2003 ; Koutsoyannis, 2004 a & b ; Sisson *et al.*, 2006; Goula *et al.*, 2007, in Goula et al, 2008); et (Benkhaled, 2007).

Pour l'analyse des dépassements au-delà d'un seuil assez élevé, Belkma et Haans (1974) et Pickands (1975), ont introduit la loi de Preto généralisée, qui est une loi paramétrique considéré comme étant une distribution limite normalisée adaptée aux excès au-delà d'un seuil et est devenue d'une grande importance dans l'étude des valeurs extrêmes, La modélisation fondée sur la loi GPD comme composante d'un modèle de renouvellement dépassement est préférable à celle n'utilisant que la loi exponentielle: cette dernière n'est en effet qu'un cas particulier de la GPD (Bacro et Chaouche, 2006).

Nous retenons deux familles de loi pour l'étude des valeurs extrêmes :

- Lois GEV (Loi Généralisée des valeurs extrêmes et loi de Gumbel) pour la méthode des maxima annuels.
- Lois de Pareto Généralisée pour la méthode des excès au-delà d'un seuil.

III. 2.3.1 Détermination des paramètres de la loi de distribution théorique choisie (Ajustement) :

L'avant dernière étape de la modélisation est la spécification ou ajustement du modèle. Généralement quand on cherche à déterminer la loi de distribution dont est issue un échantillon de valeurs, on recherche une loi issue d'une famille paramétrique $(f; \theta)$, où θ est l'ensemble des paramètres de la loi. Ainsi pour une loi de Gumbel, on a $\theta(m_1, m_2)$, avec m_1 , la moyenne et m_2 est l'écart type. C'est-à-dire qu'il faut trouver dans cette famille de loi celle qui représentera au mieux l'échantillon, cela revient donc à fixer de manière unique et reproductible les paramètres du modèle concerné (Bois, et al, 2007).

Quand on dispose de données, on cherche à estimer les paramètres θ à partir de l'échantillon (x_i) . En analyse fréquentielle, plusieurs méthodes ont été développées pour l'estimation des paramètres des distributions d'intérêt. , on en cite :

- Le maximum de vraisemblance ;
- La méthode des moments ;
- La méthode des moments de probabilités pondérées (PWM) ;
- La méthode des L-moments (LM) (Hosking, 1990).

La méthode des moments de probabilité pondérés et la méthode des L-moments sont parmi les méthodes les plus utilisées, en raison de leur simplicité pour la majorité des distributions. L'ajustement graphique (ajustement à l'œil) ainsi que la méthode des moindres carrés peuvent être utilisé aussi, mais il est vivement déconseillé de le faire (Lang, 2007).

III. 2.3.1.1 La méthode du maximum de vraisemblance :

Afin d'estimer les paramètres m_1 et m_2 (III.2.3.1), la méthode du maximum de vraisemblance peut être utilisée. La méthode stipule que les valeurs de m_1 et m_2 devraient être celles qui maximisent la probabilité d'obtenir les valeurs observées pour la variable x . Ainsi la procédure d'estimation par le maximum de vraisemblance suppose d'abord la définition d'une fonction de m_1 et m_2 , dite fonction de vraisemblance, qui permet de décrire la probabilité d'obtenir les valeurs observées de x puis la maximisation de cette fonction pour m_1 et m_2 (Mareuil, 2005).

La probabilité d'avoir eu dans l'échantillon une valeur comprise entre $x_i + dx/2$ et $x_i - dx/2$ est selon la loi définie par sa fonction de densité :

$$f(x_i, m_1, m_2, \dots, m_p)dx = Pr(x_i - dx/2 < X < x_i + dx/2)$$

Si les valeurs x_i sont indépendantes, la probabilité d'avoir tiré, dans n'importe quel ordre les n valeurs x_1, x_2, \dots, x_n (à plus ou moins $dx/2$) est le produit de ces n probabilités ; c'est donc une fonction des p paramètres pour les n valeurs x_i données.

La méthode du maximum de vraisemblance consiste à maximiser cette probabilité, c'est-à-dire choisir les valeurs des p paramètres qui rendent cet échantillon le plus probable possible, au vu d'une loi choisie préalablement la résolution analytique de cette maximisation est plus ou moins simple selon les lois (Bois, et al, 2007).

III. 2.3.1.2 La méthode des moments :

La méthode des moments est une approche « naturelle » et simple. Elle produit généralement des estimateurs de bonne qualité que la méthode du maximum de vraisemblance. Une difficulté d'estimation dans le cas de petits échantillons est induite par le fait que les moments d'ordre supérieur sont biaisés. (Meylan et al, 2012).

Soit $f(x, m_1, m_2, \dots, m_p)$ la famille de lois, une expression théorique paramétrée, et soit un échantillon de n valeurs x_i de la variable X .

Dans cette famille de loi, on choisira la loi spécifique, c'est-à-dire on choisira les valeurs spécifiques des paramètres m_1, m_2, \dots, m_p telle que :

- p Moments théoriques de cette loi $f(x, m_1, m_2, \dots, m_p)$ soient égaux aux p Moments empiriques correspondants, calculés sur les x_i . D'où un système plus ou moins

compliqué de p équations à p inconnues les (m_k) , qui nécessite d'explicitier les relations entre les paramètres et l'expression théorique de ces moments.

Cette méthode donne pour de nombreuses lois des résultats simples, aussi est elle couramment utilisée. Mais elle donne beaucoup de poids aux valeurs extrêmes. (Bois et al, 2007).

III. 2.3.1.3 La méthode des moments pondérés:

La définition des moments pondérés (PWM : Probability-weighted Moments) est la suivante :

Soit une variable aléatoire X , de fonction de répartition $F(x)$. Le moment pondéré $M(p; r; s)$ est défini par :

$$M(p, r, s) = E[X^p \{F(X)\}^r \{1 - F(X)\}^s] \quad (III.14)$$

Avec : p, r et s des entiers positifs.

Les quantités $[M_{p;0;0}; p = 1; 2; 3; \dots ; i]$ représentent les moments usuels de X définis par :

$$m_i = E[X^i] \quad (III.15)$$

Dans le cadre de la méthode d'estimation par moments pondérés, on va estimer les paramètres de la distribution de X en utilisant les quantités $[M_{1,0,s}; s = 0; 1; 2; \dots ; i]$ que l'on note communément a_s , ou de manière équivalente à l'aide des quantités $[M_{1,r,0}; r = 0; 1; 2; \dots ; i]$ que l'on note b_r . Nous utilisons ces quantités car elles ont l'avantage d'exister pour $\xi < 1$.

Le principe d'estimation est similaire à celui de la méthode des moments : on va faire correspondre l'expression analytique des moments pondérés avec leur estimateur empirique, obtenu à partir de l'échantillon de données.

III. 2.3.1.4 La méthode des L-moments (Hosking 1990):

Cette méthode peut être considérée comme étant équivalente à celle des moments pondérés (T.B.M.J OUARDA et al,2004). Soit une variable aléatoire X de fonction de distribution F , et soit $X_{1:n} \leq X_{2:n} \leq \dots \leq X_{n:n}$

Les statistiques d'ordre $1, 2, \dots, n$ pour un échantillon de taille n sont :

$$\lambda_r = r^{-1} \sum_{k=0}^{r-1} (-1)^k \binom{r-1}{k} E(X_{r-k:r}) \quad r=1, 2, \dots \quad (III.16)$$

$$\text{Où : } E(X_{j:r}) = \frac{r!}{(j-1)!(r-j)!} \int x \{F(x)\}^{j-1} \{1 - F(x)\}^{r-1} dF(x) \quad (III.17)$$

$E(X)$ est la moyenne de la variable aléatoire X

Les premiers L-moments sont donnés par:

$$m_1 = E[X] = \int x dF \quad (III.18)$$

$$m_2 = 1/2 E[X_{2:2} - X_{2:1}] = \int x(2F-1)dF \quad (III.19)$$

$$m_3 = 1/3 E[X_{3:3} - 2X_{2:3} + X_{1:3}] = \int x(6F^2 - 6F + 1)dF \quad (III.20)$$

II. 2.3.2 Tests de validation du modèle:

Une fois le modèle d'ajustement choisi, il doit être soumis à une série de test afin de vérifier son adéquation à l'échantillon choisi. Des tests les plus utilisés on peut citer la loi du χ^2 et le test de Kolmogorov-Smirnov, ce sont des tests non paramétriques qui permettent de tester l'hypothèse H_0 selon laquelle les données observées sont engendrées par un modèle faisant intervenir une loi de probabilité, ou une famille de probabilité, leurs principes sont les suivants :

III. 2.3.2.1 Loi du χ^2 :

C'est une loi à un paramètre n définie pour $x > 0$; l'expression de sa densité est la suivante :

$$f(x, n) = \frac{1}{2^{\frac{n}{2}} \Gamma(\frac{n}{2})} x^{\frac{n}{2}-1} e^{-\frac{x}{2}} \quad (\text{III.21})$$

Où : Γ : est la fonction Gamma classique, et n est le nombre de degrés de liberté.

Son origine : c'est la loi de la somme des carrés de n variables normales centrées réduites. Le principe est le suivant :

On définit une fonction discriminante D_n qui constitue une mesure normalisée de l'écart entre les valeurs théoriques déduites du modèle et les valeurs observées dans l'échantillon.

Lorsque H_0 n'est pas vraie, les effectifs de D_n augmentent et lorsque H_0 est vraie, D_n suit au moins asymptotiquement, une loi du χ^2 à ν degrés de liberté.

La statistique du test est :

$$D^2 = \sum_{i=1}^k \frac{(N_i - np_i)^2}{np_i} \quad (\text{III.22})$$

Où : np_i : valeur théorique de l'effectif espéré de la classe i en n observations, sous l'hypothèse H_0 et N_i le nombre d'observations appartenant à la classe i .

La statistique D_n représente une mesure normalisée de l'écart global entre les valeurs observées et les valeurs théoriques. Sous H_0 la loi de D_n est tabulée, on retrouve sa table dans tous les ouvrages traitant des tests statistiques.

Il est à noter que pour la validité de l'approximation par la loi du χ^2 avec un nombre correct de degrés de liberté, tous les effectifs théoriques doivent en général, être supérieurs à 5 et $n \geq 30$. Si les effectifs des classes extrêmes sont inférieurs à 5, il faut procéder à des regroupements de classes.

III. 2.4 Représentation graphique de la loi de distribution choisie :

On reporte dans un diagramme (T, Q) la variation du quantile Q en fonction de la période de retour. Il est possible de reporter à la fois les données (T_i, Q_i) ajustée $F(T, \theta)$ afin de vérifier

visuellement l'adéquation de l'ajustement (Benkhaled,2010), comme le montre la figure III.2 :

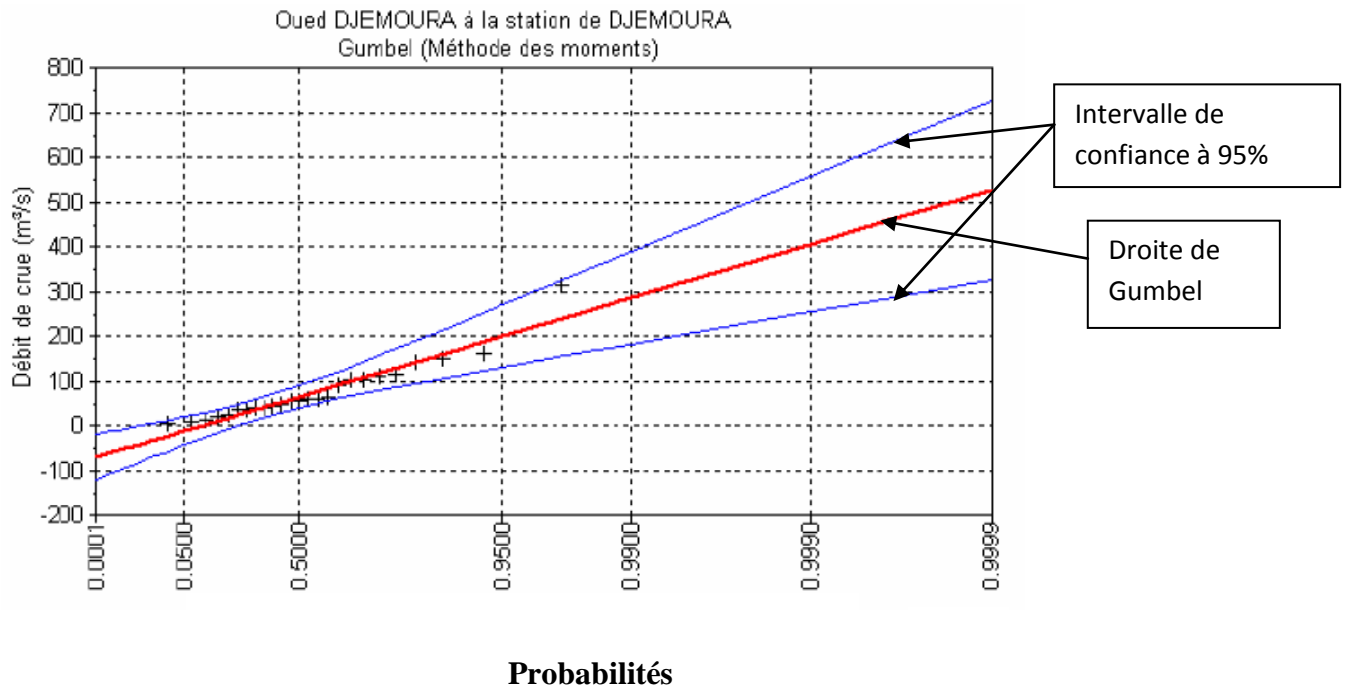


Figure III. 2:Ajustement des débits journalier maximums de l'Oued Djemoura à une loi de Gumbel(Boumesseneh, 2007)

III. 2.5 Exploitation du modèle fréquentiel :

Le modèle fréquentiel étant choisi et validé, une exploitation de celui-ci devient alors possible. Le but de l'analyse fréquentiel est bien de déterminer des quantiles, en fonction de la période de retour souhaitée à partir du modèle fréquentiel choisi :

Nous donnons pour exemple la détermination du quantile en fonction de la période de retour pour la loi de Gumbel :

$$Q(T) = \mu - \sigma \ln \left(-\ln \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right) \quad (III.23)$$

III. 3. Méthodes de l'analyse fréquentielle des évènements extrêmes :

III. 3.1 Méthode des maxima annuels (méthodes à blocs):

A partir d'une série de données complètes, une nouvelle série de données est constituée en faisant l'extraction des valeurs extrêmes annuelles caractéristiques (figure III.3) (maximums, minimums,...etc), par exemple la série des maxima annuels..

La méthode des maxima annuels appelée aussi MAXAN, consiste à :

- Classer les plus fortes valeurs annuels d'un échantillon donné ;
- Choisir parmi les lois usuelles (GEV, Gumbel, Weibull, Jenkinson...), celle qui s'ajuste le mieux à la série.

L'avantage de cette méthode est la simplicité de sa mise en œuvre, par contre elle représente l'inconvénient de ne retenir qu'une seule valeur, notamment la valeur maximale de chaque année d'observation. En effet cette méthode semble ignorer un certain nombre d'évènements lors des années ou beaucoup de crues se sont produites, et inversement de prendre en compte des évènements peu importants lors des années peu actives, l'échantillon n'est donc pas homogène.

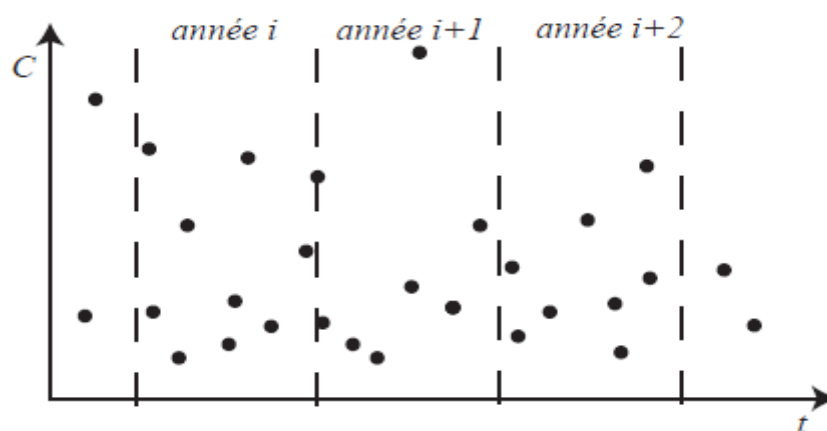


Figure III. 3:Sélection des données par blocs de valeurs sur une période

Lorsqu'une série de maxima annuels est trop courte, il est possible de retenir pour chaque année les K valeurs les plus grandes de la série, cette série est appelé série gonflée.

III.3.1. 1. Echantillonnage des valeurs maximales annuelles :

Les échantillons des maxima annuels, sont construits à partir des données de débits instantanés, ou à défaut à partir des débits moyens journaliers. Les échantillons ainsi constitués font l'objet d'une analyse statistique.

III. 3.1.2. Choix du modèle :

III. 3.1.2.1 Théorie des valeurs extrêmes :

Dans la majorité des cas, on ne s'intéresse pas à toute la distribution de probabilités. Donc pour l'étude des situations de crises, uniquement les fortes valeurs sont prises en compte. La théorie des valeurs extrêmes s'intéresse justement à ces fortes valeurs et aux quantiles.

Considérons une variable aléatoire X distribuée selon une loi $P(X)$. Supposons que l'on ait un échantillon de N valeurs de X indépendantes et on introduit X_{max} la valeur maximale de cet échantillon :

$$X_{max} = \max (Xi)_{1 < i < N};$$

On s'intéresse à la manière dont est distribuée cette nouvelle variable. Naturellement la condition d'indépendance donne :

$$Prob(X_{max} < X) = [Prob(Xi < X)]^N \quad (III.24)$$

La théorie des valeurs extrêmes démontre que, sous réserve que X vérifie quelques conditions, cette loi tend vers une loi de forme générique quand $N \rightarrow \infty$, dont la fonction de répartition s'écrit :

$$P(x|\mu, \sigma, \xi) = \exp \left[- \left(1 + \xi \frac{x-\mu}{\sigma} \right)^{-\frac{1}{\xi}} \right] \quad (III.25)$$

Cette loi est dite, distribution généralisée des valeurs extrêmes, notée GEV ou Generalized Extreme Value. Cette loi dépend des paramètres suivants :

μ : Paramètre de position ou de localisation ; σ : Paramètre d'échelle ($\sigma > 0$) ; ξ : Paramètre de forme ;

La loi des valeurs extrêmes permet d'extrapoler le comportement de la queue de distribution des données à partir des plus importantes valeurs observées sur cette distribution. La loi GEV a trois lois limites suivantes :

Loi de Gumbel :

La loi de Gumbel, est une loi à deux paramètres, définie sur IR_+ , lorsque ξ tend vers 0 :

$$G(x|\mu, \sigma) = \exp \left[-\exp \left(\frac{x-\mu}{\sigma} \right) \right] \quad (III.26)$$

La loi de Fréchet :

La loi de Fréchet est une loi à trois paramètres, définie sur $] -\sigma/\xi, \infty [$, obtenue lorsque on prend $\xi > 0$:

$$F(x|\mu, \sigma, \xi) = \exp \left(-\frac{1}{(1-\xi(x-\mu)/\sigma)^{1/\xi}} \right) \quad (III.27)$$

La loi de Weibull :

La loi de Weibull est une loi à trois paramètres définie sur $]-\infty, \square + \sigma/|\xi| [$, obtenue lorsque on prend $\xi < 0$:

$$W(x|\mu, \sigma, \xi) = \exp\left(-\left(\frac{\mu+\sigma/|\xi|-x}{\sigma}\right)^{1/|\xi|}\right) \quad (\text{III.28})$$

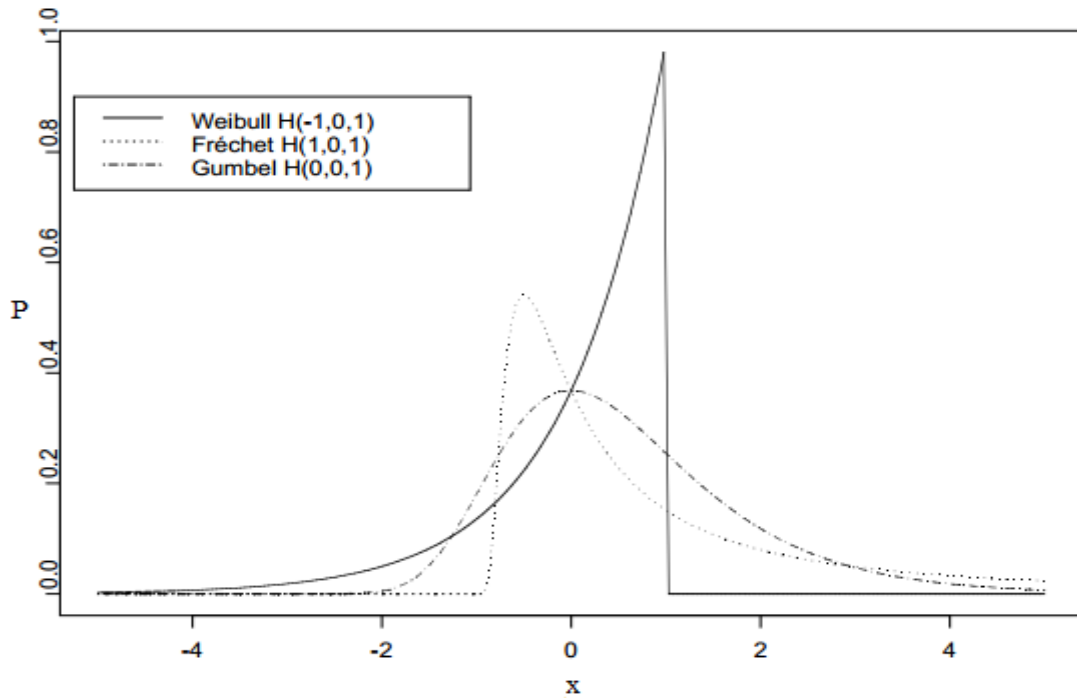


Figure III. 4:Densité des lois de valeurs extrêmes (Raggad, 2009)

Sur la figure III.4, les densités de probabilité des trois distributions sont reportées. A noter les points suivants :

- La lente convergence de la densité de la loi de Fréchet vers 0 quand x croît, ce qui implique que la fonction de répartition tend lentement vers 1. En pratique, cela signifie que pour des évènements distribués selon une telle loi, des phénomènes rares peuvent être observés avec une amplitude sans commune mesure avec ce qui est observé ordinairement.
- La loi de Weibull tend vers une valeur limite, puisqu'en $x = \mu + \sigma/|\xi|$, on a $We(x)=1$ ($x=4$) et la densité de probabilité nulle. En pratique la loi de Weibull peut servir à décrire des phénomènes qui tendent vers un palier.

Ces lois ne sont cependant qu'un cas particulier de la loi des valeurs extrêmes, il existe une panoplie de loi pouvant être utilisés pour l'étude des valeurs extrêmes de débits, dont les fonctions de distribution sont représentées dans le tableau ci après en fonction du domaine de définition et du nombre de paramètres :

Tableau III. 2:Fonctions de distributions des probabilités courantes (Tramblay et al, 2006)

Distribution	Densité de Probabilité	Domaine de définition	Nombre de paramètres
Exponentielle	$f(x) = \frac{1}{(x-m)\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left\{-\frac{[\ln(x-m)-\mu]^2}{2\sigma^2}\right\}$	$x > m$	2
Pareto généralisée	$f(x) = \begin{cases} \frac{1}{\alpha} \left(1 - \frac{k}{\alpha} x\right)^{(1/k-1)} & \text{if } k \neq 0 \\ \frac{1}{\alpha} e^{-x/\alpha} & \text{if } k = 0 \end{cases}$	$k \leq 0$ $0 \leq x < +\infty$ $k > 0$ $0 \leq x \leq \alpha/k$	2
GEV	$f(x) = \frac{1}{\alpha} \left[1 - \frac{k}{\alpha}(x-u)\right]^{\frac{1}{k}-1} \exp\left\{-\left[1 - \frac{k}{\alpha}(x-u)\right]^{1/k}\right\}$	$x > u + \alpha/k$ if $k < 0$ $x < u + \alpha/k$ if $k > 0$	3
Gumbel	$f(x) = \frac{\alpha^\lambda}{\Gamma(\lambda)} x^{\lambda-1} e^{-\alpha x}$	$x > 0$	2
Weibull	$f(x) = \frac{c}{\alpha} \left(\frac{x}{\alpha}\right)^{c-1} \exp\left[-\left(\frac{x}{\alpha}\right)^c\right]$	$x > 0$	2
Normale	$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left\{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}\right\}$	$-\infty < x$ $x < +\infty$	2
Log-normale	$f(x) = \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left\{-\frac{(\ln x - \mu)^2}{2\sigma^2}\right\}$	$x > 0$	2
Halphen de type A	$f(x) = \frac{1}{2m^\nu K_\nu(2\alpha)} x^{\nu-1} \exp\left[-\alpha\left(\frac{x}{m} + \frac{m}{x}\right)\right]$	$x > 0$	3
Log-normale	$f(x) = \frac{1}{(x-m)\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left\{-\frac{[\ln(x-m)-\mu]^2}{2\sigma^2}\right\}$	$x > m$	3
Gamma	$f(x) = \frac{\alpha^\lambda}{\Gamma(\lambda)} x^{\lambda-1} \exp(-\alpha x)$	$x > 0$	2
Gamma généralisée	$f(x) = \frac{ s \alpha^{s\lambda}}{\Gamma(\lambda)} x^{s\lambda-1} \exp(-\alpha x)^s$	$x > 0$	3
Pearson type 3	$f(x) = \frac{\alpha^\lambda}{\Gamma(\lambda)} (x-m)^{\lambda-1} \exp[-\alpha(x-m)]$	$x > m$	3
Log-pearson type 3	$f(x) = \frac{\alpha^\lambda}{x\Gamma(\lambda)} (\ln x - m)^{\lambda-1} \exp[-\alpha(\ln x - m)]$	$x > e^m$	3

III.3.1.2.1.1 Loi généralisée des valeurs extrêmes généralisée (GEV):

Les différents paramètres se rattachant à la loi GEV peuvent être résumés dans le tableau ci après :

Tableau III. 3: Différents paramètres de la loi GEV

Fonction de répartition	$P(x \mu, \sigma, \xi) = \exp \left[- \left(1 + \xi \frac{x - \mu}{\sigma} \right)^{-\frac{1}{\xi}} \right]$
Fonction de densité	$h(x \sigma, \mu, \xi) = \frac{1}{\sigma} \left[1 + \xi \left(\frac{x - \mu}{\sigma} \right) \right]^{-\frac{1+\xi}{\xi}} \exp \left\{ - \left[1 + \xi \left(\frac{x - \mu}{\sigma} \right) \right]^{-\frac{1}{\xi}} \right\}$
Paramètres de la loi	<ul style="list-style-type: none"> • Méthode du maximum de vraisemblance - Vraisemblance des n observations : $L(X_i, \theta) = \frac{1}{\sigma} \left[1 + \xi \left(\frac{x - \mu}{\sigma} \right) \right]^{-\frac{1+\xi}{\xi}} \exp \left\{ - \left[1 + \xi \left(\frac{x - \mu}{\sigma} \right) \right]^{-\frac{1}{\xi}} \right\}$ - Log-vraisemblance : $l(x, \theta) = - \ln \sigma - \left(\frac{1 + \xi}{\xi} \right) \ln \left(1 + \xi \left(\frac{x - \mu}{\sigma} \right) \right) - \left[1 + \xi \left(\frac{x - \mu}{\sigma} \right) \right]^{-\frac{1}{\xi}}$ - Estimateur du maximum de vraisemblance : $\hat{\theta}_{ML} = \arg \max \sum_{i=1}^n l(x_i, \theta) \text{ où } \theta \in \emptyset$ <p style="text-align: center;">\emptyset est l'espace des paramètres</p> • Méthode des moments - Moment d'ordre 1 (Moyenne) : $m_1 = \mu + \frac{\sigma}{\xi} (\Gamma(1 - \xi))$ - Moment d'ordre 2 (Variance) : $m_2 = \frac{\sigma^2}{\xi^2} (\Gamma(1 - 2\xi) - \Gamma^2(1 - \xi)) \text{ avec } \xi > 1/2$ - Moment d'ordre 3: $m_3 = \Gamma(1 + 3\xi) - 3\Gamma(1 + 2\xi)\Gamma(1 + \xi) + 2[\Gamma(1 + \xi)]^3$ <p style="text-align: center;">Pour $\xi < 0$</p> $m_3 = -\Gamma(1 + 3\xi) + 3\Gamma(1 + 2\xi)\Gamma(1 + \xi) - 2[\Gamma(1 + \xi)]^3$ <p style="text-align: center;">Pour $\xi > 0$</p>
Expression du quantile ($\xi \neq 0$)	<ul style="list-style-type: none"> • Fonction de la probabilité d'occurrence : $Q(P) = \mu - \frac{\sigma}{\xi} (1 - (-\ln(1 - p))^{-\xi})$ • Fonction de la période de retour : $Q(T) = \mu - \frac{\sigma}{\xi} \left(1 - \left(-\ln \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right)^{-\xi} \right)$

III.3.1.2.1.2 Loi de Gumbel :

Les différents paramètres se rattachant à la loi de Gumbel peuvent être résumés dans le tableau ci après :

Tableau III. 4: Différents paramètres de la loi de Gumbel

<p>Fonction de répartition</p>	$G(x \mu, \sigma) = \exp \left[-\exp \left(\frac{x - \mu}{\sigma} \right) \right]$
<p>Fonction de densité</p>	$g(x \mu, \sigma) = \frac{1}{\sigma} \exp - \left(\frac{x - \mu}{\sigma} \right) \exp \left[-\exp \left(\frac{x - \mu}{\sigma} \right) \right]$
<p>Paramètres de la loi</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Méthode du maximum de vraisemblance - Vraisemblance des n observations : $\left\{ \begin{array}{l} \hat{\sigma} = \bar{x} - \frac{\sum_{i=1}^n x_i \exp \left(-\frac{x_i}{\hat{\sigma}} \right)}{\sum_{i=1}^n \exp \left(-\frac{x_i}{\hat{\sigma}} \right)} \\ \hat{\mu} = \hat{\sigma} \ln \left(\frac{n}{\sum_{i=1}^n \exp \left(-\frac{x_i}{\hat{\sigma}} \right)} \right) \end{array} \right\}$ <ul style="list-style-type: none"> • Méthode des moments : $\left\{ \begin{array}{l} m_1 = \mu + \sigma\gamma \\ m_2^2 = \frac{\pi^2}{6} \sigma^2 \end{array} \right\}$ <p>Avec $\gamma = 0.5772$ (constante d'Euler) d'où :</p> $\left\{ \begin{array}{l} \hat{\sigma} = \frac{\sqrt{6}}{\pi} m_2 \\ \hat{\mu} = m_1 - \sigma\gamma \end{array} \right\}$
<p>Expression du quantile</p> <p>$(\xi = \theta)$</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Fonction de la probabilité d'occurrence : $Q(P) = \mu - \sigma \ln(-\ln(1 - p))$ <ul style="list-style-type: none"> • Fonction de la période de retour : $Q(T) = \mu - \sigma \ln \left(-\ln \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right)$

Le grand intérêt pratique de la loi de Gumbel est encore accentué par la facilité de sa représentation graphique, une double anamorphose logarithmique sur l'échelle des probabilité conduit à linéariser la répartition théorique de la variable.

III. 3.1. 3. Critères de comparaison des deux lois statistiques :

Le but de ces critères est de déterminer la loi qui ajuste au mieux la série des maxima annuels en tenant compte du nombre de paramètres de la distribution statistique.

- **Critère d'Akaike (AIC)**

Il est fondé sur une pseudo distance entre une vraie distribution (g) inconnue, et une distribution arbitraire (f) paramétré par θ . On peut également montrer par définition du critère AIC, que sélectionner un modèle via le critère AIC revient à rechercher le modèle faisant le meilleur compromis biais-variance pour le nombre de données N dont on dispose (Lebartier et al, 2004).

L'expression du critère AIC se note comme suit:

$$AIC(f, x) = -2 \ln L(\theta, x) + 2k \quad (\text{III.29})$$

Où L est la vraisemblance de l'échantillon et k le nombre de paramètre

- **Critère Bayésien (BIC) :**

Le critère BIC se place dans un contexte bayésien de sélection du modèle probabiliste (Lebartier & Mary-Huard, 2004). On recherche ici le modèle BIC qui maximise la distribution a posteriori des modèles c'est-à-dire le modèle le plus vraisemblable au vu des données. L'expression du critère bayésien se note comme suit:

$$BIC(f, x) = 2 \ln L(\theta, x) + 2k \cdot \ln(N) \quad (\text{III.30})$$

Où : L est la vraisemblance de l'échantillon,

N la taille de l'échantillon

k le nombre de paramètres.

III. 3.2 Méthode à seuil (méthode des excès):

Sachant que la loi Généralisée des Valeurs Extrêmes et ses lois dérivées peuvent être réductrices du fait de l'utilisation d'un seul maxima annuel et donc conduit à la perte d'information contenue dans les autres grandes valeurs de l'échantillon.

La méthode des excès également connue sous le nom de Peak Over Threshold (POT), est une nouvelle approche de la théorie des valeurs extrêmes. L'idée de cette méthode est d'utiliser plusieurs grandes valeurs d'un échantillon dépassant un seuil déterministe (figure III.5), ce qui induit un grand gain d'informations.

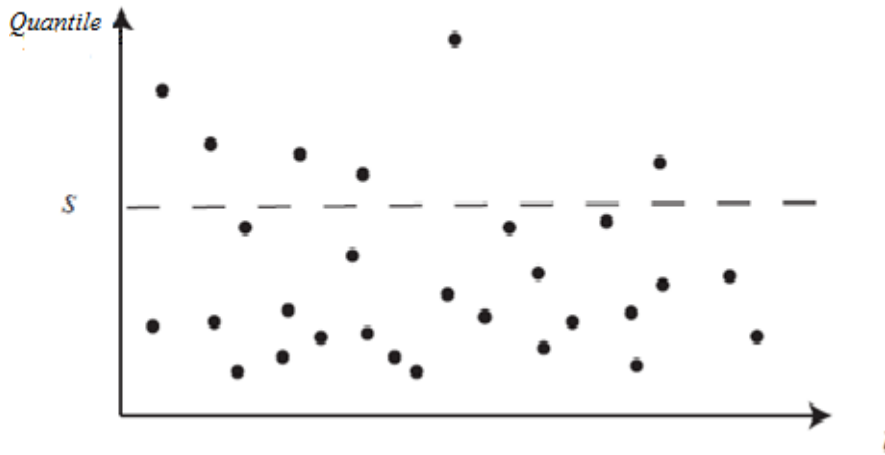


Figure III. 5:Détection des données par dépassement de seuil S.

Cette méthode permet la modélisation des queues de distribution d'une série de données à partir de laquelle il devient possible d'estimer la probabilité d'occurrence d'évènements rares au-delà des plus grandes valeurs observées. Il convient de suivre pour cette méthode les mêmes démarches que pour la méthode des maxima annuels tout en choisissant le modèle GPD.

III. 3.2.1 Le modèle GPD (Distribution de Pareto Généralisée):

La Distribution de Pareto Généralisée est une loi simple qui permet la modélisation des débits supérieurs à un seuil.

Notons : $Y = X - s$

On considère une série de données X_1, X_2, \dots , Un échantillon de valeurs indépendantes et identiquement distribuées dont la fonction de répartition est F. Sélectionner des évènements extrêmes revient à se fixer un seuil s assez élevé (figure III.6) et à retenir toutes les valeurs de X qui dépassent s. La probabilité conditionnelle est alors pour $Y > 0$.

$$F_s(Y) = Prob[X - s \leq Y | X > s] = \frac{F(s+Y) - F(s)}{1 - F(s)} \quad Y \geq 0 \tag{III.31}$$

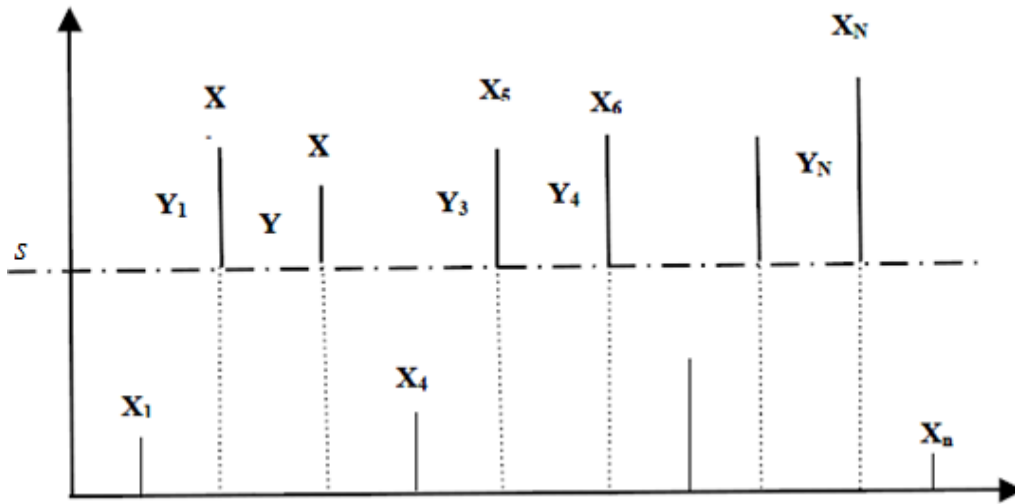


Figure III. 6: Méthode des excès (Raggad, 2009)

Où : s : est un réel suffisamment élevé appelé seuil

Y : excès de X au-delà de s

Par définition des probabilités conditionnelles. Ce que l'on montre, c'est qu'on possède un nombre suffisant de données et pour s suffisamment grand, alors, F peut être approché par une Distribution Généralisée de Pareto.

La fonction de distribution de la loi de Pareto Généralisée est donnée par:

$$\begin{cases} 1 - \left(1 + \frac{\xi Y}{\tilde{\sigma}}\right)^{-1/\xi} & \text{si } \xi \neq 0 \\ 1 - \exp\left(-\frac{Y}{\tilde{\sigma}}\right) & \text{si } \xi = 0 \end{cases} \quad (\text{III.32})$$

Pour $x > -\frac{\tilde{\sigma}}{\xi}$ et dont les paramètres sont notés $\tilde{\xi}$ et $\tilde{\sigma}$. On peut relier ces paramètres à leurs équivalents dans la loi des valeurs extrêmes :

$$\tilde{\xi} = \xi \quad (\text{III.33})$$

$$\tilde{\sigma} = \sigma + \xi(s - \mu) \quad (\text{III.34})$$

Les lois de Pareto généralisées et des valeurs extrêmes sont duales, ce qui implique notamment que comme pour la loi des valeurs extrêmes, le comportement de GPD est entièrement dicté par le signe de ζ (Ancy, 2012).

III. 3.2.2 Choix du seuil :

Une observation extrême présente dans un jeu de données est définie par le seuil que l'on prend. A vrai dire, Le choix du seuil s'avère être primordial car la qualité du modèle en dépend. Le choix du seuil revient simplement à faire un compromis entre biais et variance. En effet, un seuil trop bas conduit à mal approximer la loi limite, ce qui a pour conséquence d'augmenter le biais. A contrario, un seuil trop haut provoque une «pénurie» de valeurs extrêmes, et donc la variance s'en voit augmentée. Dans la pratique, on adopte en principe le seuil le plus bas possible, pour autant que la loi limite du modèle fournisse des approximations raisonnables. (Raphaël, 2007) Et évite d'introduire de la dépendance dans l'échantillon de valeurs extrêmes. (Meylan et al, 2012). Deux méthodes sont données pour la détermination du seuil :

- **1^{ère} méthode : La méthode expérimentale:**

La première méthode pour le choix du seuil est une méthode expérimentale qui repose sur la moyenne de la distribution de Pareto : Etant donné une variable aléatoire Y qui suit une distribution de Pareto, avec les paramètres $\tilde{\sigma}$ et ξ sa moyenne est donnée par l'expression suivante :

$$E(Y) \left\{ \begin{array}{l} \frac{\tilde{\sigma}}{1-\xi} \quad \text{pour } \xi < 1 \\ + \quad \text{pour } \xi < \xi \geq 1 \end{array} \right\} \quad (\text{III.35})$$

Maintenant supposons que la distribution de Pareto est un modèle valide pour les observations qui excèdent d'un certain seuil s , provenant d'une suite de variables aléatoire X_1, \dots, X_n (c'est à dire que la distribution limite est une bonne approximation), alors :

$$E(X-s / X > s) \left\{ \begin{array}{l} \frac{\tilde{\sigma}_s}{1-\xi} \quad \text{pour } \xi < 1 \\ +\infty \quad + \quad \xi \geq 1 \end{array} \right\} \quad (\text{III.36})$$

où on adopte la notation :

$$\tilde{\sigma}_s = \sigma + \xi(s - \mu) . \quad (\text{III.37})$$

Mais alors, si la distribution de Pareto est une bonne approximation en choisissant le seuil s , elle le sera également en choisissant tout seuil S supérieur à s ($S > s$). Ainsi, nous avons également :

$$E(X - S | X > S) = \frac{\tilde{\sigma}_S}{1-\xi} = \frac{\sigma + \xi(S - \mu)}{1-\xi} = \frac{\sigma_s + \xi(S - s)}{1-\xi} \quad (\text{III.38})$$

Pour autant que $\xi < 1, S > s$.

Nous voyons donc que $E[X - S | X > S]$ est une fonction linéaire de s , pour $S > s$. Etant donné que $E[X - S | X > S]$ n'est rien d'autre que la moyenne des observations extrêmes dépassant le

seuil S , nous pouvons l'approximer par la valeur suivante (en vertu de la loi forte des grands nombres) :

$$(X - S | X > S) \approx \frac{1}{n_S} \sum_{i=1}^{n_S} (X_{(i)} - S) \quad (\text{III.39})$$

où $X_{(1)}, \dots, X_{(n_S)}$ représentent simplement les n_S observations qui excèdent le seuil S .

Cela nous conduit à la procédure suivante : Pour chaque seuil S plus petit que la valeur maximale des données, nous allons calculer la valeur en l'équation si dessus puis construire le graphique sur lequel nous aurons les points suivants :

$$\left\{ \left(S, \frac{1}{n_S} \sum_{i=1}^{n_S} (x_{(i)} - S) \right) : S < x_{max} \right\} \quad (\text{III.40})$$

Ce graphique est appelé communément en anglais « Mean Residual Life Plot » (figure III.7) :

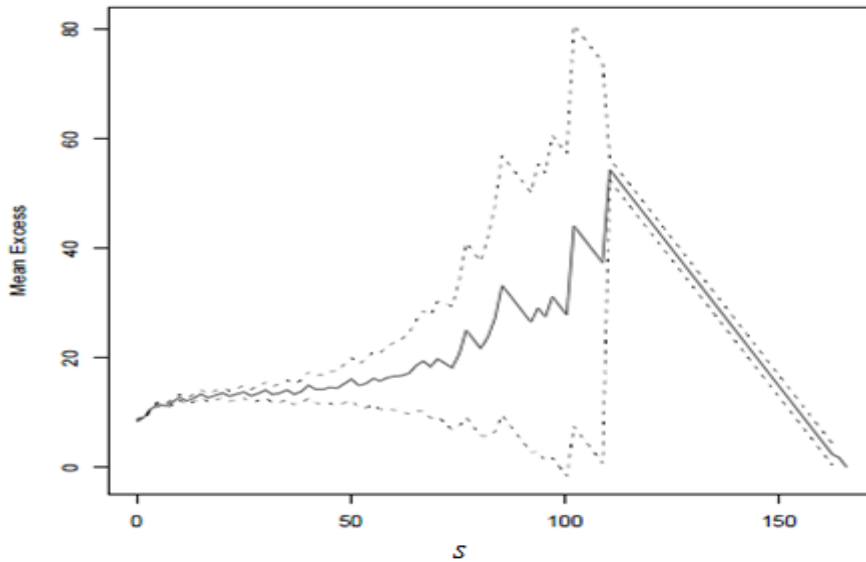


Figure III. 7: Mean residual life plot (Raphael, 2007)

Il faut spéculer sur ce graphique, sachant que plus le seuil est grand plus les paramètres du modèle sont stable. Il faudrait trouver un graphique linéaire à partir d'une certaine valeur du seuil s . c'est à partir de cette même valeur de s qu'on déterminera les excès, à conditions que le nombre de valeur soit assez grand pour que l'analyse statistique soit significative.

- **2^{ème} méthode:**

La deuxième méthode, complémentaire à la première, consiste à ajuster plusieurs modèles GPD aux données avec différents seuils. Ainsi différentes estimations sont obtenues et la stabilité des paramètres est le critère de choix du seuil «optimal».

Il est à noter que l'estimation du paramètre de forme ζ ne dépend pas du choix du seuil S , et donc que sa valeur devrait rester constante quelque soit le seuil choisi.

Par contre, l'estimation du paramètre d'échelle $\tilde{\sigma}$ est influencée par le seuil choisi. En effet, nous avons vu que $\tilde{\sigma}$ et S sont liés par la relation suivante :

$$\tilde{\sigma}_S = \tilde{\sigma}_s + \xi(S - s) \quad (\text{III.41})$$

Ainsi, $\tilde{\sigma}$ change de manière linéaire en fonction du seuil S (à moins que $\xi=0$)

Pour y remédier, nous pouvons définir un paramètre d'échelle re- paramétrisé σ^* (Modified Scale), constant avec S .

$$\sigma^* = \tilde{\sigma}_S - \xi S \quad (\text{III.42})$$

Avec cette définition, et comme ξ est constant en fonction de S , l'estimation de σ^* devrait également être constante.

La méthode consiste donc à estimer pour différents seuils les paramètres ζ et σ^* des modèles GPD correspondants, avec leurs intervalles de confiance, puis de créer les graphiques de ces paramètres en fonction du seuil S . Il faudra donc chercher le plus petit seuil (afin de limiter la variance) pour lequel l'estimation des paramètres reste constante au-delà du seuil.

III. 3.2.3 Échantillonnage par sélection de valeurs supérieures à un seuil :

L'échantillonnage se fait par extraction de toutes les valeurs supérieures à un seuil déterminé au préalable, donc sur n valeurs initiales de l'échantillon on disposera de n_s nouvelles valeurs toutes supérieures à ce même seuil., Ce nombre de valeurs est évidemment supérieur à celui sélectionné pour la méthode des maxima annuels et supérieur au nombre d'années d'observation . Le critère d'indépendance des valeurs risque de ne pas être satisfait (une crue peut avoir deux pics, voir plus).

Un critère pour l'échantillonnage peut être rajouté :

- Espacement temporel minimal entre deux pointes sélectionnées (de préférence, elles ne devraient pas faire partie du même évènement hydrologique).
- Dans les cas de l'étude des valeurs de débits extrêmes en considérant la redescente vers le débit de base.

Ces deux critères peuvent garantir l'indépendance de l'échantillon comme le montre la figure III.8 :

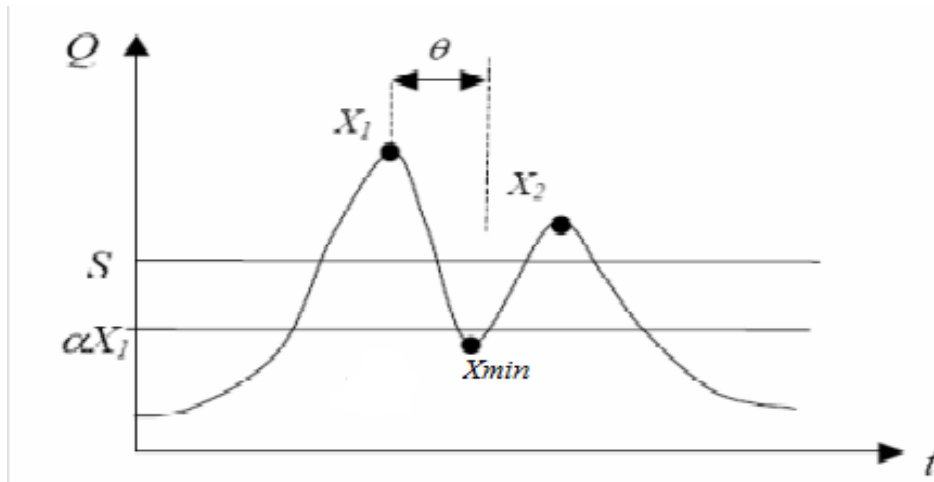


Figure III. 8: Vérification des deux conditions d'indépendance pour l'échantillonnage (Sauquet in Peteuil et al, 2010)

Où : S : est un seuil donné ; α : est le paramètre de redescente en phase de décrue. θ : est la durée minimale permettant de considérer que 2 pics de crue X_1 et X_2 sont Indépendants.

Les différents paramètres se ralliant à la loi de Pareto généralisée peuvent être résumés dans le tableau ci après :

Tableau III. 5: Différents paramètres de la loi de Pareto généralisée

<p>Fonction de répartition</p>	$f(x; \tilde{\sigma}, \xi) = \left\{ 1 - \left(1 + \frac{\xi Y}{\tilde{\sigma}} \right)^{-\frac{1}{\xi}} \right. \text{ si } \xi \neq 0$ <p>Ou :</p> $f(x; \tilde{\sigma}, \xi) = \left\{ 1 - \exp\left(-\frac{Y}{\tilde{\sigma}}\right) \right. \text{ si } \xi = 0$
<p>Fonction de densité</p>	$f(x; \tilde{\sigma}, \xi) = \left\{ \frac{1}{\tilde{\sigma}} \left(1 + \frac{\xi Y}{\tilde{\sigma}} \right)^{-\frac{1}{\xi}-1} \right. \text{ si } \xi \neq 0$ <p>Ou :</p> $f(x; \tilde{\sigma}, \xi) = \left\{ \frac{1}{\tilde{\sigma}} \exp\left(-\frac{Y}{\tilde{\sigma}}\right) \right. \text{ si } \xi = 0$
<p>Paramètres de la loi</p>	<ul style="list-style-type: none"> Méthode du maximum de vraisemblance $l(\xi, \tilde{\sigma}) = \sum_{i=1}^n \ln f(Y_i, \hat{\xi}, \hat{\sigma}) = -k \ln \hat{\sigma} - \sum_{i=1}^n \frac{\hat{\xi} + 1}{\hat{\xi}} \ln \left(1 + \frac{\hat{\xi} Y_i}{\hat{\sigma}} \right)$ <p>En l'absence de solution analytique, cette maximisation se fait usuellement grâce à une procédure numérique itérative telle que l'optimiseur de Newton.</p> <ul style="list-style-type: none"> Méthode des moments : $\hat{m}_1 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n y_i = \bar{Y}$ $\hat{m}_2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n y_i^2 = \bar{Y}^2 + s^2 \quad \text{D'où :}$ $\hat{\xi}_{mom} = \frac{\left(1 - \frac{\bar{Y}^2}{s^2} \right)}{2}$ $\hat{\sigma}_{mom} = \bar{X} \left(\frac{\bar{Y}^2}{s^2} + \frac{1}{2} \right) \text{ sous } \xi < 1/2$
<p>Expression du quantile</p>	$Q(T) = s + \frac{\tilde{\sigma}}{\xi} \left((T n_0 \vartheta_s)^\xi - 1 \right) \text{ pour } \xi \neq 0 \quad \text{où}$ $Q(T) = s + \tilde{\sigma} \ln(T n_0 \vartheta_s) \text{ pour } \xi = 0$ <p>T : la période de retour</p> <p>n_d: la taille de l'échantillon initiale</p> <p>n_a: le nombre d'années d'observations</p> <p>n_s: le nombre de valeur dépassant le seuil s.</p> $n_0 = \frac{n_d}{n_a} \text{ et } \vartheta_s = \frac{n_s}{n_d}$

III. 4. Conclusion :

Le but de cette partie du travail était d'exposer les deux méthodes de l'analyse fréquentielles qui permettraient une bonne estimation des débits maximum, objet de notre étude.

L'analyse fréquentielle repose essentiellement sur le choix du type du modèle difficile de valider en pratique. Cette méthode implique en outre l'hypothèse d'un comportement similaire dans les régions où le processus n'est pas connu et dans celles où il a été observé. Dans le cadre de l'hydrologie fréquentielle, cette hypothèse ouvre deux aspects : la pérennité du comportement (stationnarité du processus) mais aussi et surtout le comportement en queue de distribution (c'est-à-dire pour les fortes valeurs de $F(x)$), supposé déductible du comportement aux fréquences moyennes, les seules qui soient en général accessibles à la mesure. De par cette hypothèse, l'analyse fréquentielle s'apparente à un véritable pari aux facettes multiples.

L'analyse fréquentielle des événements hydrologiques, permet de :

1. Rendre compte de la variabilité des phénomènes ;
2. Traduire l'incertitude ;
3. Tenir en compte des phénomènes passés pour traduire le futur.

Compte tenu des différents modèles dont on dispose, la littérature retient les familles de loi GEV pour la méthode des maximas annuelles, et le modèle GPD pour la méthode à seuil. Ces deux méthodes donnent souvent de bonnes approximations des valeurs extrêmes pour de grandes périodes de retour.

Pour la méthode des maximas annuels, la loi GEV présente des quantiles jusqu'à trois fois plus élevés que ceux déterminés par la loi de Gumbel, elle présente donc un aspect plus sécurisant. Par contre la loi de Gumbel reste la plus utilisée en raison de son nombre réduit de paramètre et sa simplicité.

Pour la méthode à seuil, le modèle le plus rencontré c'est le modèle GPD ; La difficulté dans cette dernière réside dans la détermination du seuil, qui est très délicate car un seuil élevé provoque un grand manque en données et donc une importante variance. Par contre pour un seuil faible, on risque d'avoir des données en trop et le critère d'indépendance risque de ne pas être vérifié.

Les deux méthodes suscitées présentent un grand intérêt de la majorité des études et dans différents domaines. En hydrologie, elles présentent un outil majeur pour la lutte contre le

risque hydrologique, en donnant plus d'ampleur aux quantiles, une meilleure détermination de la crue de projet, ou encore une meilleure détermination des zones inondables.

CHAPITRE IV :

**Historique des crues dans
la région de Biskra et
description des données**

IV.1 Introduction :

La ville de Biskra située au pied du versant méridional du massif de l'Aurès, au Nord-Est de l'Algérie a toujours connu un très grand risque d'inondations. Le nombre de victimes et les dégâts ont été parfois catastrophiques, on peut citer la crue du 29 au 30 octobre 2011.

La région de Biskra est prédisposée aux inondations catastrophiques car traversée par plusieurs cours d'eau qui fournissent les plus importants apports d'eau dépassant les 55 millions de mètres cubes (J-L. Ballais, 2010) dont (figure IV.1) :

- L'oued Abiod à Foug el Gherza : 20,7 millions de m³ – moyenne sur 42 ans ;
- L'oued el Haï à El Kantara : 18,4 millions de m³ – moyenne sur 16 ans ;
- L'oued Abdi à Djemorah, au nord de Biskra : 16,5 millions de m³ – moyenne sur 21 ans (H. NADJI et B. GALI, 1992).

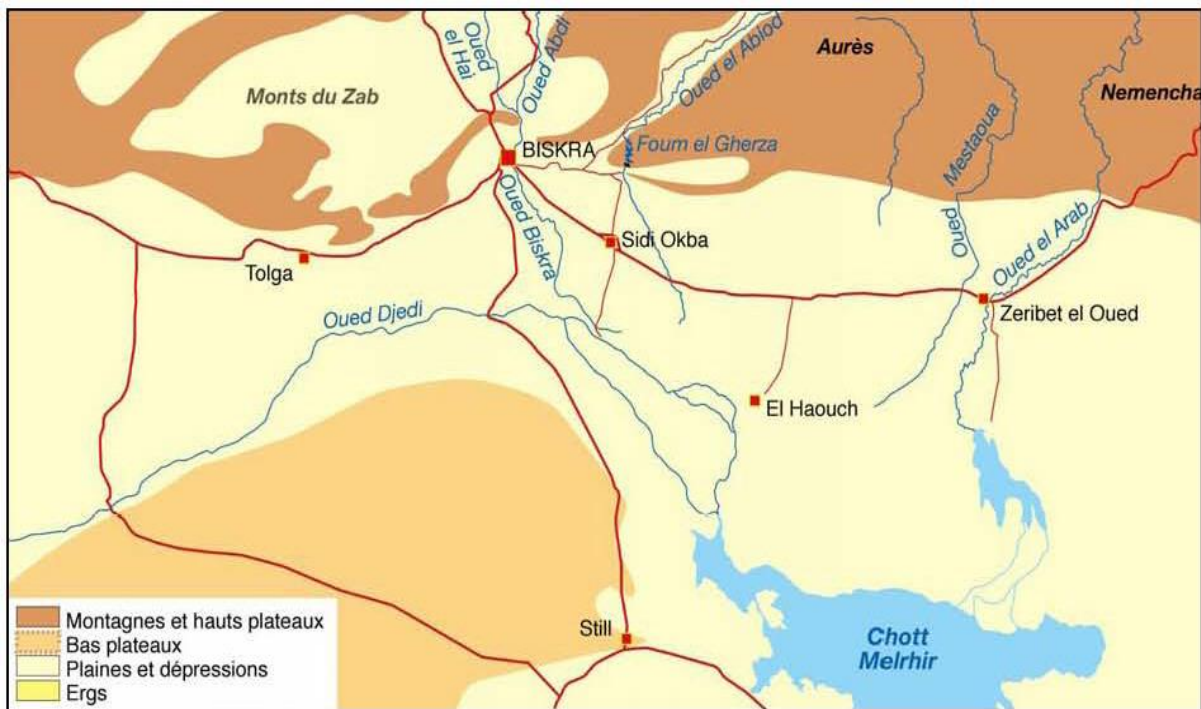


Figure IV. 1: Carte du piémont de l'Atlas Saharien-Oueds traversant la région de Biskra

(J-L. Ballais, 2010)

L'Oued Abiod étant régularisé par le barrage de Foug el Gherza, il ne participe pas aux inondations survenant dans la ville de Biskra, c'est pour cette même raison que dans la suite nous allons diviser cette partie du travail en deux parties :

1. Une présentation du bassin versant de l'Oued Abiod , objet de notre présente étude, ainsi qu'un bref aperçu sur l'historique des crues.
2. Une constitution des chroniques de débits de crues de l'Oued Abiod ainsi qu'une brève description et analyse de celle-ci.

IV.2 Présentation du bassin versant de l'Oued Abiod :

Le bassin versant de l'oued Abiod est situé dans le massif des Aurès. Il fait partie du bassin versant hydrologique de Chott Melghir qui se compose de trois principaux oueds : Oued El Abiod ; Oued Chenawra et Oued Tkout formant par leur confluence oued Ghassira. L'Oued El Abiod est formé par la réunion des torrents descendants des raides pentes de Chelia (2326 m) et Ichemoul (2100 m). Après sa traversée de Tighanimine, il s'engouffre dans les canyons de Rhoufi et les gorges de Mchouneche, puis s'ouvre une voie vers la plaine Saharienne jusqu'aux gorges de Foum el Gherza (figure IV.2). Le bassin versant est caractérisé par sa dissymétrie, une partie montagneuse au Nord à plus de 2000 m (Chelia) et une autre basse au Sud (295m El Habel).Il s'étale sur une superficie de 1300 Km² circonscrite par un périmètre de 200 Km.

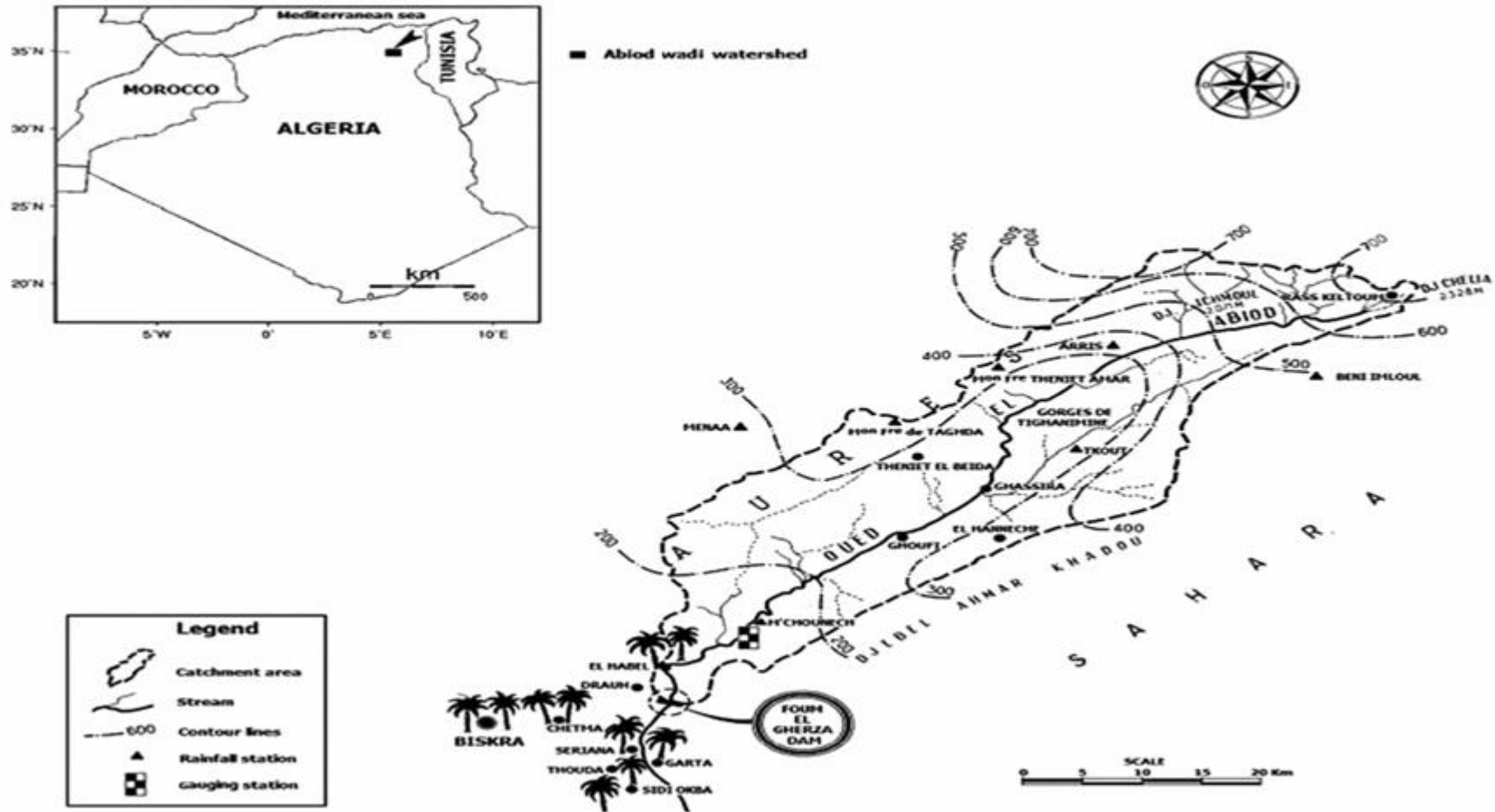


Figure IV. 2:Présentation du bassin versant de l'Oued Abiod (Benkhaled et al, 2013)

L'Oued Abiod est régularisé par le barrage de « Foum el Gherza », à partir de ce barrage sont irriguées les Oasis de Sériana et Sidi Okba.

Le bassin versant de l'Oued Abiod est caractérisé par des paramètres morphométriques et géométriques que résume le tableau ci après :

Tableau IV.1:Tableau récapitulatif des paramètres morphométriques du bassin versant de l'Oued Abiod

Paramètre	Unité	Valeur
Superficie	Km ²	1300
Périmètre	Km	206
Altitude Max	m	2328
Altitude Min	m	150
Altitude Moy	m	1081.26
Médiane	m	1170
Largeur du Rectangle équivalent	Km	14.72
Longueur du Rectangle équivalent	Km	88.72
Indice de pente moyenne	%	25.82
Indice de pente global	m/Km	24.67
Indice de pente de Roche	/	1.075
Indice de compacité de Gravélius	/	1.59
Coefficient de torrentialité	+	13.26
Densité de drainage	Km/Km ²	2.53
Longueur du Talweg principal	Km	85
Temps de concentration	Heures	10.84
Différence d'altitude spécifique	m	889.48

VI.3 Historique de crues dans l'Oued Abiod :

Les données de crues concernant l'Oued Abiod avant l'an 1950, sont très rares, voire inexistantes. En effet, seule Dalloni (1939) rapporte que seule la crue du 1^{er} Juin 1920 reste relativement bien connue dont le débit maximal a atteint les 330 m³. Duesquoy (1949) admet que les débits de crues exceptionnelles dans ce même cours d'eau ne doivent pas dépasser les 500 m³/s. Les seules informations existantes dans les archives des études scientifiques (SES)

ne rapportent que le degré d'importance des crues entre l'an 1935 à l'an 1941 comme le rapporte Dubief (1953) et comme le montre le tableau IV.4 :

Tableau IV. 2: Observations sur quelques crues de la période 1935-1941 (Dubief, 1953)

Date	Observation
Octobre 1935	Moyenne
Décembre 1935	Forte
Fevrier 1936	Moyenne
Aout 1937	Faible
Septembre 1937	Forte
Octobre 1937	Moyenne
Fevrier 1938	Moyenne
Avril 1938	Moyenne
Juin 1938	Faible
Octobre 1938	Moyenne
Décembre 1938	Très forte
Septembre 1941	Forte
Novembre 1941	Faible

Depuis l'année hydrologique 1949-1950, la régularisation du cours d'eau de l'Oued Abiod par le barrage de « Foug el Gherza » a permis de déterminer pour le reste de notre travail les apports d'eau journaliers d'où la mesure des débits maximums journaliers.

IV.4 Description des données :

Les données de débits de l'Oued Abiod ont été collectées auprès des services de l'A.N.B.T de Biskra (Agence National des Barrages et des Transferts) et s'étalent sur la période 1950-2012. Ces données sont obtenues par conversion des apports en débits. Les apports sont déterminés à partir de la lecture des hauteurs d'eau sur l'échelle limnimétrique au niveau de la retenue d'eau et corrigés selon les levés bathymétriques réalisés durant l'exploitation des eaux du barrage de Foug El Gherza. Les apports sont transformés en débits moyens journaliers selon la formule suivante :

$$Q_{moy j} = \frac{A_{moy j}}{(24*3600)} \quad \text{en } \left(\frac{m^3}{s}\right) \quad (IV.1)$$

Ou : Q_{moyj} : est le débit moyen journalier (m^3/s) ; A_{moyj} : est l'apport moyen journalier (m^3).

Nous disposons ainsi de 22 646 débits journaliers qui s'étalent sur 62 années d'observation, présentées dans la figure IV.8 :

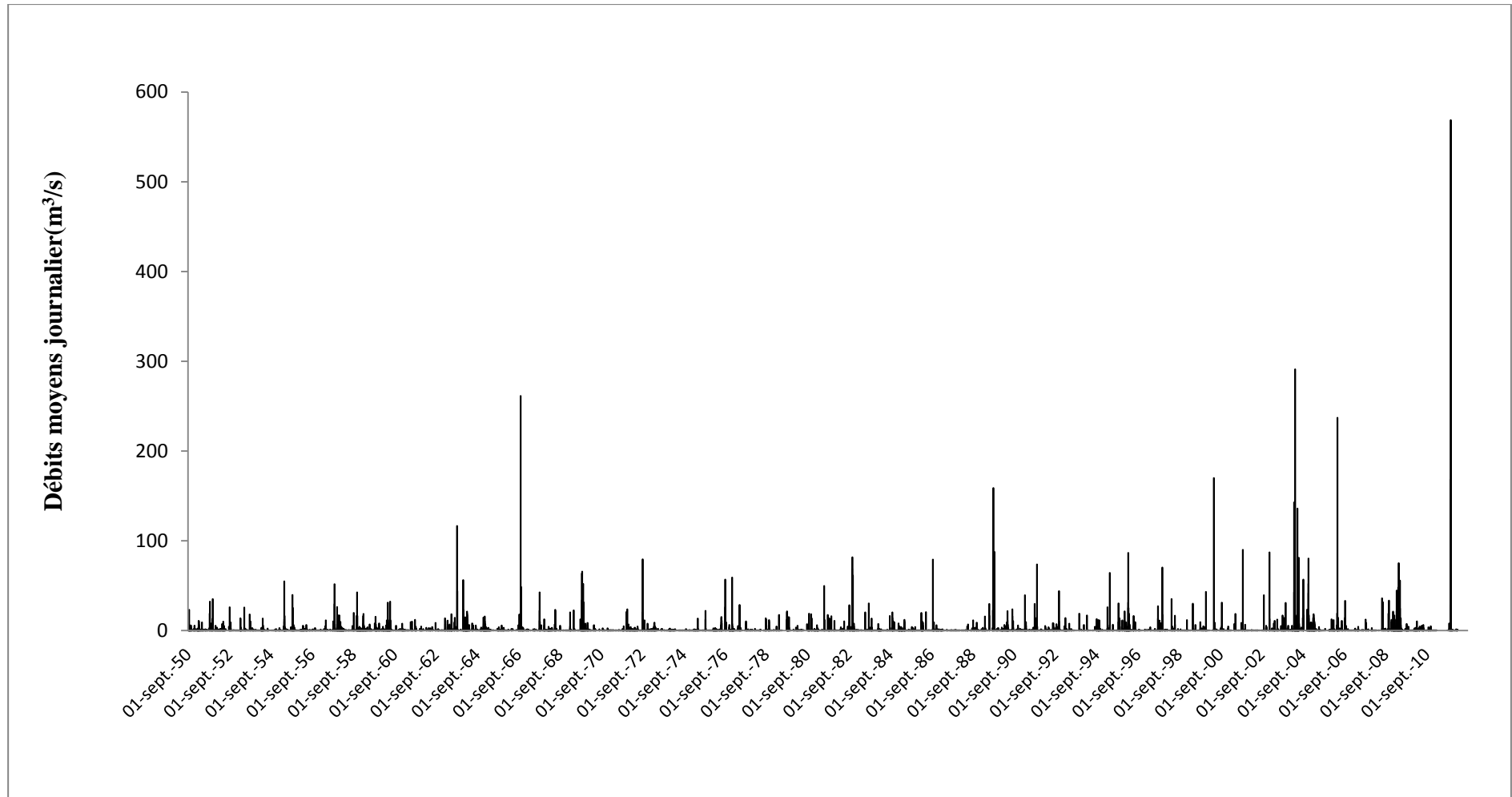


Figure IV. 3:Chronique des débits journaliers de l'Oued l'Abiod (Période 1950-2012)

La chronique montrée à la figure 1 révèle la présence de débits très élevés, comme pour l'année 2011 où l'on a observé la valeur la plus importante, soit une valeur de 568.912 m³/s. , D'autres valeurs extrêmes de débit ont été observées telles celles de 1966 (261, 59 m³/s); de 2004 (291, 16 m³/s); ou de 2006 (237,25m³/s). L'oued Abiod a connu des étiages sur de longues périodes qui s'étendent parfois sur plusieurs mois successifs. Le tableau IV.5 résume les statistiques de la chronique des débits.

Tableau IV. 3:Statistiques générales des débits de l'Oued Abiod

Période	1950-2012
Effectif	22646
Moyenne	0.829
Ecart-type	6,432
Cv	7,758
Max	568.912
Min	0.0

Le coefficient de variation trouvé est très élevé, traduisant par là une très grande variabilité des débits moyens journaliers et par conséquent le caractère extrême de certaines crues. Les maximums annuels sur la période 1950-2012 varient entre 2.340 m³/s et 568.912 m³/s.

Les différents paramètres statistiques annuels relatifs aux crues de l'Oued Abiod sont représentés dans le tableau IV.4 :

Tableau IV. 4:Paramètres statistiques annuels des débits de crues de l'Oued Abiod

Année	Effectif	Max	Min	Moyenne	Coefficient de variation	Ecart type
1950-1951	365	23.171	0.000	1.002	1.759	1.765
1951-1952	366	35.150	0.000	0.755	3.863	2.290
1952-1953	365	26.192	0.000	0.472	5.146	2.433
1953-1954	365	13.426	0.000	0.337	3.243	1.095
1954-1955	365	54.977	0.000	0.482	6.534	3.151
1955-1956	366	39.907	0.000	0.664	3.904	2.598
1956-1957	365	11.589	0.000	0.236	3.110	0.735
1957-1958	365	51.713	0.000	1.336	2.963	3.963

1958-1959	365	42.569	0.000	1.508	2.203	3.326
1959-1960	366	32.477	0.000	1.183	2.480	2.938
1960-1961	365	12.106	0.000	0.328	3.389	1.113
1961-1962	365	8.808	0.000	0.224	3.247	0.728
1962-1963	365	18.322	0.000	0.633	3.125	1.981
1963-1964	366	116.609	0.000	2.038	3.823	7.803
1964-1965	365	15.891	0.000	0.834	2.000	1.670
1965-1966	365	5.845	0.000	0.221	2.492	0.552
1966-1967	365	261.597	0.000	1.296	10.792	14.003
1967-1968	366	42.720	0.000	0.794	4.053	3.223
1968-1969	365	22.627	0.000	0.266	6.205	1.655
1969-1970	365	65.833	0.000	1.529	4.118	6.305
1970-1971	365	2.743	0.000	0.127	2.062	0.262
1971-1972	366	23.704	0.000	0.689	2.632	1.816
1972-1973	365	79.653	0.000	1.021	4.430	4.527
1973-1974	365	2.340	0.000	0.252	1.651	0.417
1974-1975	365	13.600	0.000	0.249	3.108	0.775
1975-1976	366	21.979	0.000	0.607	3.240	1.969
1976-1977	365	59.340	0.000	1.036	4.890	5.075
1977-1978	365	13.866	0.000	0.310	4.334	1.347
1978-1979	365	17.639	0.000	0.286	5.515	1.581
1979-1980	366	21.574	0.000	0.494	4.359	2.158
1980-1981	365	49.873	0.000	0.810	4.220	3.425
1981-1982	365	16.100	0.000	0.394	3.770	1.489
1982-1983	365	81.771	0.000	1.224	5.657	6.933
1983-1984	366	16.390	0.000	0.352	3.571	1.257
1984-1985	365	20.501	0.000	0.747	2.550	1.908
1985-1986	365	20.625	0.000	0.522	3.560	1.862
1986-1987	365	79.120	0.000	0.540	7.837	4.197
1987-1988	366	7.106	0.000	0.096	5.175	0.498
1988-1989	365	29.792	0.000	0.504	4.878	2.461
1989-1990	365	87.859	0.000	1.252	4.383	5.494
1990-1991	365	39.433	0.000	0.497	4.434	2.206
1991-1992	366	73.848	0.000	0.707	6.083	4.304
1992-1993	365	44.144	0.000	0.549	4.770	2.624
1993-1994	365	19.028	0.000	0.182	7.914	1.444
1994-1995	365	64.444	0.000	0.665	5.934	3.950
1995-1996	366	86.690	0.000	1.706	3.617	6.180
1996-1997	365	27.130	0.000	0.192	8.356	1.603
1997-1998	365	70.394	0.000	0.691	6.447	4.459
1998-1999	365	30.197	0.000	0.187	9.266	1.738
1999-2000	366	170.204	0.000	0.745	12.346	9.210

2000-2001	365	31.146	0.000	0.248	7.982	1.985
2001-2002	365	91.197	0.000	0.383	12.442	4.772
2002-2003	365	87.280	0.000	0.767	6.741	5.178
2003-2004	366	291.167	0.000	4.294	4.571	19.657
2004-2005	365	80.440	0.000	3.272	2.220	7.274
2005-2006	365	237.257	0.000	1.271	9.902	12.601
2006-2007	365	33.310	0.000	0.349	5.792	2.027
2007-2008	366	35.978	0.000	0.393	6.812	2.677
2008-2009	365	33.697	0.000	0.284	7.705	2.192
2009-2010	365	10.347	0.000	0.558	2.006	1.122
2010-2011	365	5.012	0.000	0.110	3.757	0.414
2011-2012	366	568.912	0.000	2.329	13.318	31.055

Les coefficients de variation sont représentés à la figure IV.4 :

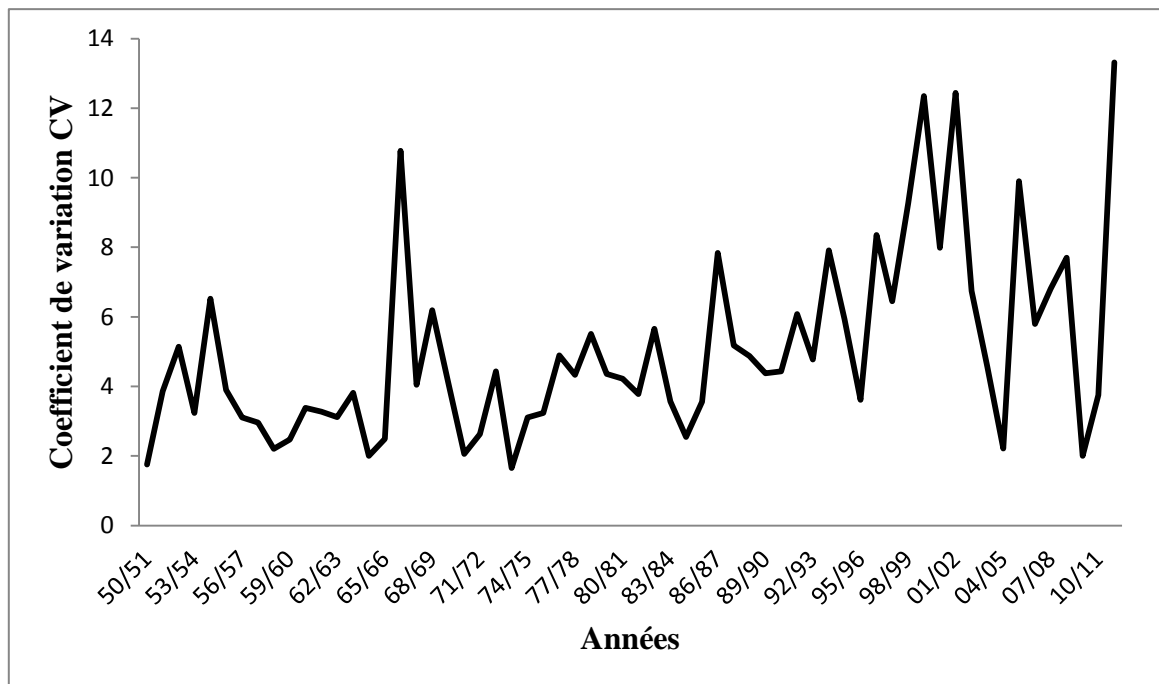


Figure IV.4:Coefficient de variation en fonction du temps

La représentation graphique du coefficient de variation, montre une forte inconstance de celui-ci , avec des valeurs allant de 1,651 pour l'année 1973-1974 à 13.318 pour l'année 2011-2012. Cette forte variation donne une nette indication sur l'irrégularité de l'écoulement dans le cours d'eau de l'Oued Abiod.

Pour une meilleure appréciation des valeurs de débits moyens journaliers dont nous disposons, nous avons élaboré des boites à moustaches (box plot), sur celles-ci, les débits

minimums, maximums, la moyenne et la médiane sont représentées (Figure IV.5) à l'échelle mensuelle. Cependant, et dans le cas des débits moyens journaliers de l'Oued Abiod ces boîtes à moustaches ne sont pas très représentatives car on peut remarquer une quasi confusion entre les différents paramètres statistiques de la série (1^{er} quartile, médiane, et 3^{ème} quartile) on ne peut distinguer que la valeur maximale, et minimale et apprécier l'espace existant entre les deux. Les différentes valeurs en question sont représentées au le tableau IV.5 :

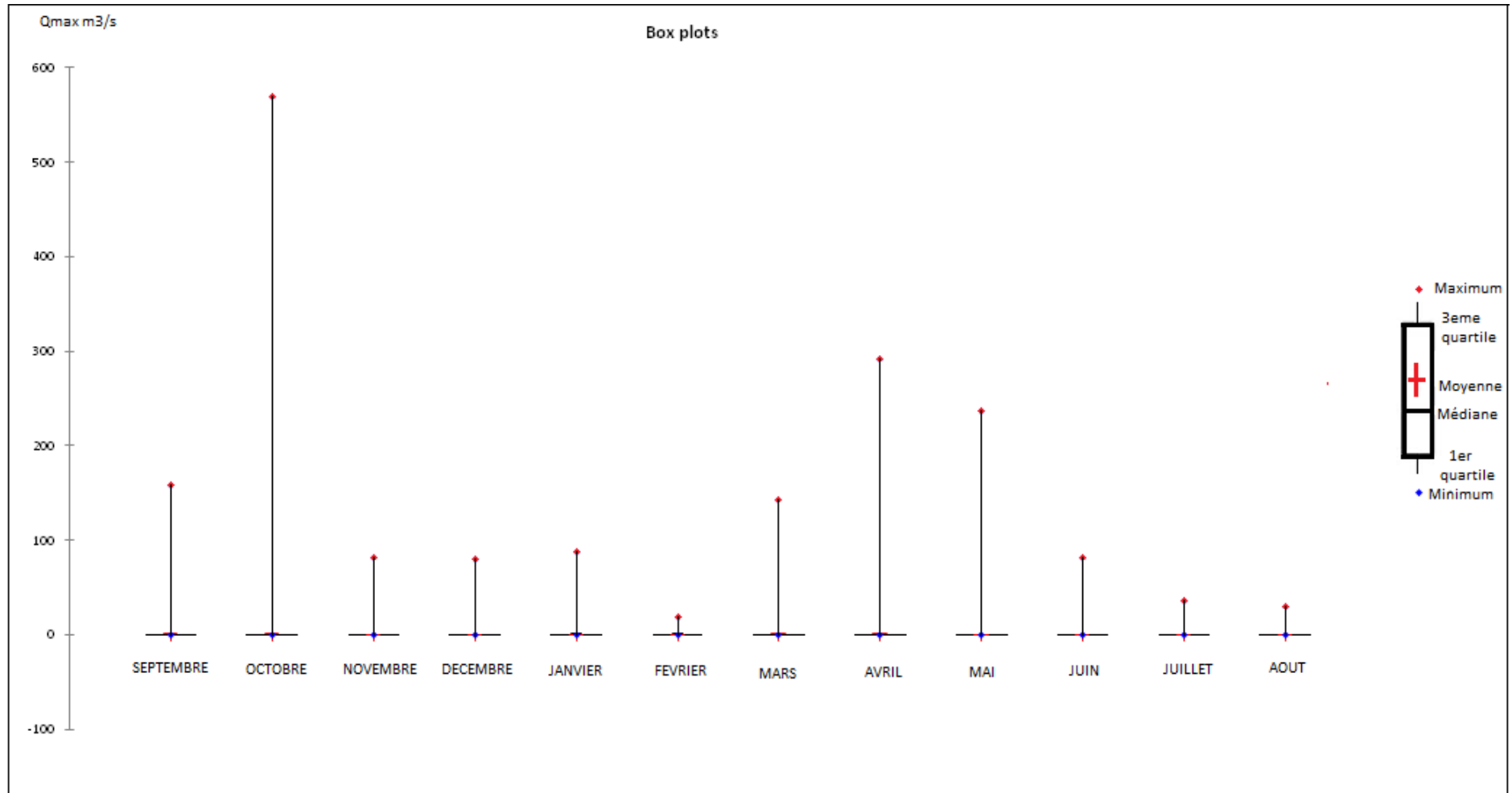


Figure IV. 5: Box plots relatives aux débits moyens journaliers de l'Oued Abiod classés à l'échelle mensuelle

Tableau IV. 5: Paramètres statistiques à l'échelle mensuelle des débits moyens journaliers de l'Oued Abiod

Mois	Effectif	Max	Min	1er quartile	Médiane	3 ^{ème} quartile	Moyenne	Coefficient de variation	Ecart type
Septembre	1859	159.051	0.000	0.000	0.023	0.254	1.333	5.323	7.099
Octobre	1923	568.912	0.000	0.000	0.046	0.254	1.325	11.604	15.384
Novembre	1859	81.771	0.000	0.000	0.057	0.208	0.684	6.04	4.131
Décembre	1923	80.440	0.000	0.000	0.115	0.381	0.661	5.032	3.327
Janvier	1923	87.280	0.000	0.011	0.138	0.428	0.688	4.209	2.896
Février	1753	18.565	0.000	0.046	0.243	0.762	0.761	2.131	1.623
Mars	1923	142.849	0.000	0.000	0.277	0.914	1.25	3.975	4.969
Avril	1859	291.167	0.000	0.000	0.104	0.567	1.103	7.062	7.79
Mai	1923	237.257	0.000	0.000	0.023	0.335	1.029	7.804	8.03
Juin	1859	81.219	0.000	0.000	0.011	0.231	0.611	5.127	3.134
Juillet	1923	35.978	0.000	0.000	0.000	0.092	0.209	6.613	1.382
Aout	1923	30.417	0.000	0.000	0.000	0.069	0.304	5.699	1.731

A l'échelle mensuelle, le coefficient de variation montre de fortes amplitudes de la même manière qu'à l'échelle annuelle, variant entre 2.131 pour la valeur minimale observée pour le mois de Juin et 11.604 pour la valeur maximale observée pour le mois d'Octobre, celui-ci appuie l'irrégularité de l'écoulement au sein de l'Oued Abiod.

CHAPITRE V :

**Application de l'analyse
fréquentielle aux débits
maximums de l'Oued
Abiod**

V. 1 Méthode des maximas annuels :

V.1.1 Extraction des données:

La méthode consiste à sélectionner la série de données, en extrayant la valeur de débit moyen journalier maximale pour chaque année. Des 22 646 données journalières nous n'allons extraire que 62.

Les valeurs de débits de l'Oued Abiod retenues pour chaque année sont représentées dans le tableau V.1:

Tableau V. 1: Valeurs des débits maximums de l'Oued Abiod retenus pour chaque année

N°	Année	Q max an (m ³ /s)	N°	Année	Q max an (m ³ /s)
1	1950/1951	23.17	32	1981/1982	16.10
2	1951/1952	35.15	33	1982/1983	81.77
3	1952/1953	26.19	34	1983/1984	16.39
4	1953/1954	13.43	35	1984/1985	20.50
5	1954/1955	54.98	36	1985/1986	20.63
6	1955/1956	39.91	37	1986/1987	79.12
7	1956/1957	11.59	38	1987/1988	7.11
8	1957/1958	51.71	39	1988/1989	29.79
9	1958/1959	42.57	40	1989/1990	159.05
10	1959/1960	32.48	41	1990/1991	39.43
11	1960/1961	12.11	42	1991/1992	73.85
12	1961/1962	8.81	43	1992/1993	44.14
13	1962/1963	18.32	44	1993/1994	19.03
14	1963/1964	116.61	45	1994/1995	64.44
15	1964/1965	15.89	46	1995/1996	86.69
16	1965/1966	5.85	47	1996/1997	27.13
17	1966/1967	261.59	48	1997/1998	70.39
18	1967/1968	42.72	49	1998/1999	30.19
19	1968/1969	22.63	50	1999/2000	170.20
20	1969/1970	65.83	51	2000/2001	31.15
21	1970/1971	2.74	52	2001/2002	90.19
22	1971/1972	23.70	53	2002/2003	87.28
23	1972/1973	79.65	54	2003/2004	291.17
24	1973/1974	2.34	55	2004/2005	80.44
25	1974/1975	13.6	56	2005/2006	237.26
26	1975/1976	21.98	57	2006/2007	33.31
27	1976/1977	59.34	58	2007/2008	35.98
28	1977/1978	13.87	59	2008/2009	75.26
29	1978/1979	17.64	60	2009/2010	10.35
30	1979/1980	21.57	61	2010/2011	5.01
31	1980/1981	49.87	62	2011/2012	568.91

La méthode des maxima annuels représente un inconvénient majeur, elle induit une grande perte en information. Comme pour le cas des débits moyens journaliers de l'Oued Abiod, plusieurs valeurs considérées comme extrêmes (exemple : 142.849 m³/s, 139.979 m³/s,...etc.) dans la série de données constituée dans le chapitre précédent ne sont pas considérées lors de l'ajustement, alors que d'autres de très faibles valeurs (2.34 m³/s, 2.743 m³/s,...etc.) le sont alors que le caractère extrême y est absent.

Les différentes valeurs caractéristiques (valeur min, max...etc.) de cette série de données sont représentées dans la figure V.1 :

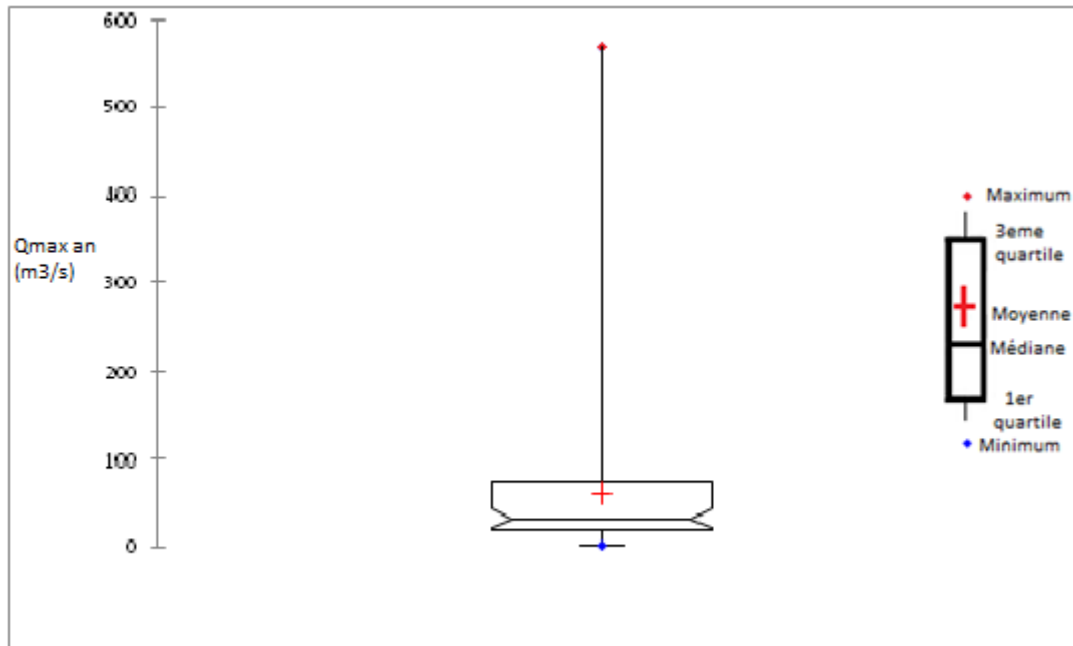


Figure V. 1:Box plot des maxima annuels de l'Oued Abiod

La figure V.2 montre la fréquence des crues maximales annuelles par classe de débits :

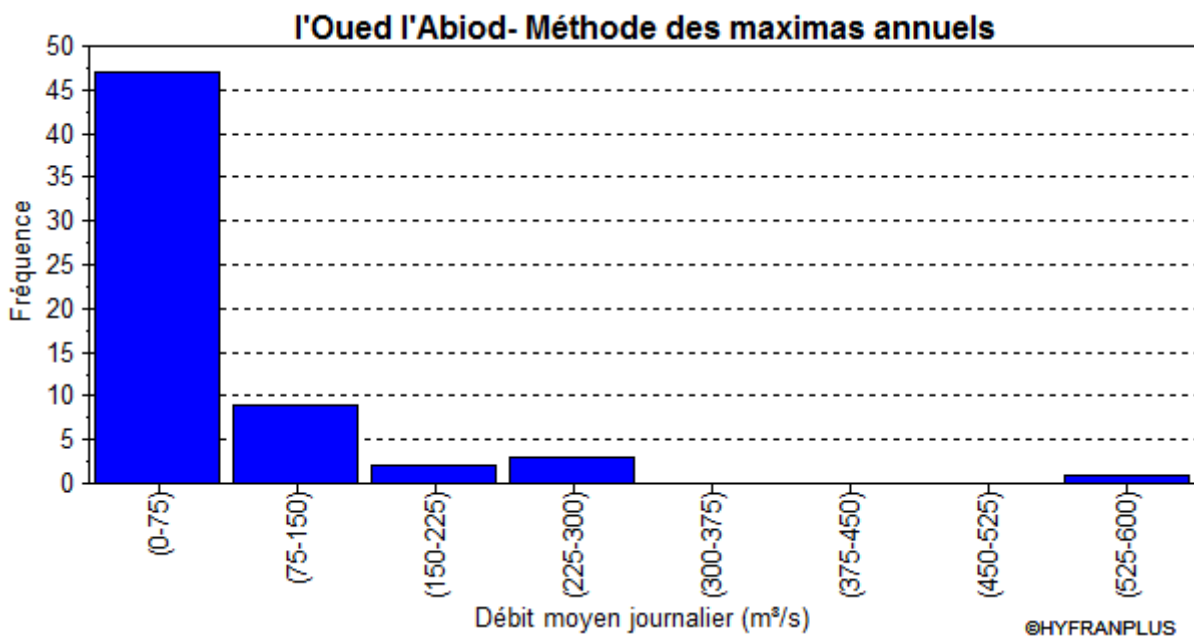


Figure V. 2:Fréquences des crues maximales annuelles de l'Oued Abiod par classe de débit

Selon l'histogramme que présente la figure V.2, plus de 45 crues maximales annuelles ont une valeur de débit qui varie entre 0 et 75 m³/s, tandis que moins de 20 crues montrent un

débit qui varie de 75 à 300 m³/s, une seule crue exceptionnelle présente un débit supérieur à 525 m³/s est observée.

En représentant l'échantillon des débits max annuels dans un histogramme de valeurs classées par mois, on obtient la figure ci après :

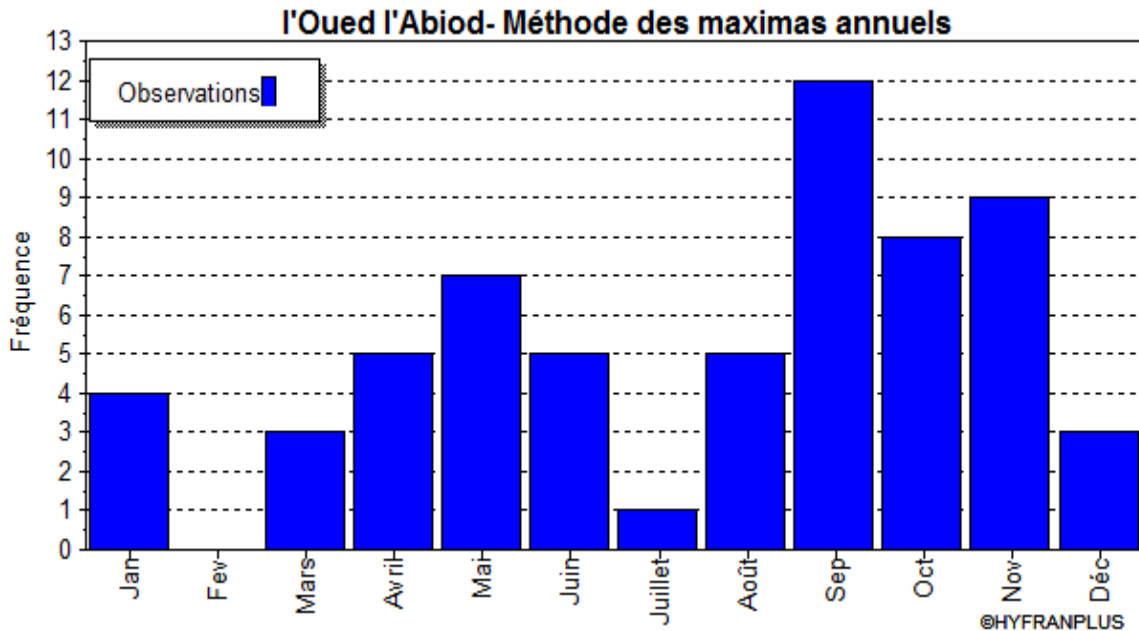


Figure V. 3:Fréquence des crues maximales annuelles de l'Oued Abiod observées par mois

L'histogramme représenté par la figure V.3 montre que le mois de septembre comprend le plus grand nombre de crues maximales observées (12 valeurs). , La figure V.3 montre aussi que le plus grand nombre de crues maximales observées s'est produit en automne, puis en printemps. Les saisons hivernales et estivales se voient attribuer le nombre de crues le plus faible, on peut remarquer aussi un nombre de crues considérable dans le mois d'aout et qui atteint le nombre de cinq(05).

V.1.2 Vérification des hypothèses de bases :

L'indépendance des max annuels a été vérifiée à l'aide du teste de **Wald –Wolfowitz** et acceptée au niveau de signification et de 5%. La stationnarité a été testée à l'aide du test de **Kendall** qui a conclut au rejet au niveau de signification de 5%. La figure V.4 représente une régression linéaire simple entre les débits max annuels et le temps.

Le graphique montre une nette tendance positive des forts débits pour les dernières années, ce qui vient appuyer les résultats du test de **Kendall**.

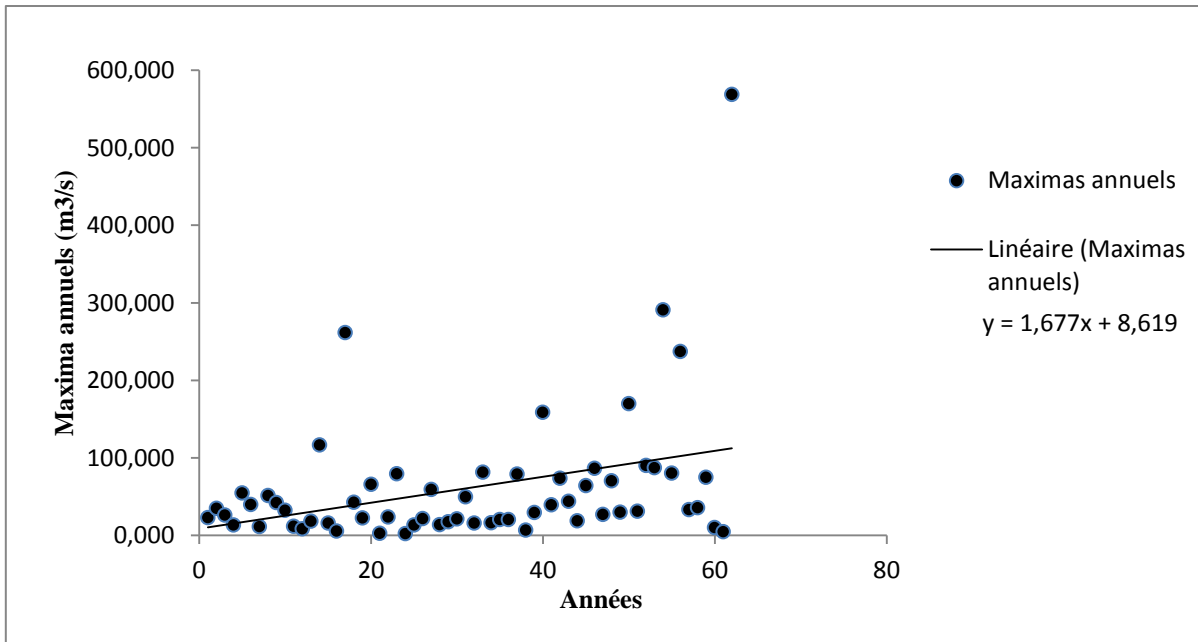


Figure V. 4: Représentation de la tendance statistique des débits max annuels

Le test d'homogénéité de **Wilcoxon** appliqué aux débits maximum annuels conclut à rejeter l'hypothèse H_0 (les données sont homogènes) au niveau de signification de 5%, et donc on conclut que les données ne sont pas homogènes.

Les différents résultats des tests de Wald-Wolfowitz, Kendall et Wilcoxon réalisés sont résumés dans le tableau V.2 :

Tableau V. 2: Vérification des hypothèses de base pour les débits maximums annuels .

Test	Wold Wolfowitz	Kendall	Wilcoxon
Statistique	$ U = 0.695$	$ K = 2.66$	$ W = 2.71$
p-value	$p = 0.487$	$p = 0.00782$	$p = 0.00671$
H_0	Acceptée	Rejetée	Rejetée

Où : H_0 , c'est l'hypothèse de base à vérifier. ; H_1 : l'hypothèse alternative.

Sachant que si la p-value est supérieure au niveau de signification, l'hypothèse de base est acceptée.

Pour :

- Le test d'indépendance : H_0 : les données sont indépendantes ;
- Le test d'homogénéité : H_0 : les données sont homogènes ;
- Le test de stationnarité : H_0 : les données sont stationnaires.

Les différentes hypothèses de bases relatives, à l'homogénéité et la stationnarité des données n'étant pas vérifiées, d'autres données relatives aux débits de crues de l'Oued Abiod ont été vérifiées. Ces données sont les débits maximums instantanés, ainsi qu'à des débits moyens journaliers mesurés.

Les débits maximums annuels (débits max instantanés) sont représentés dans le tableau V.3 :

Tableau V. 3: Valeurs des débits maximums instantanés de l'Oued Abiod retenus pour chaque année.

N°	Année	Qmax instantanés (m³/s)	N°	Année	Qmax instantanés (m³/s)
1	1950/1951	366.40	31	1980/1981	646.33
2	1951/1952	608.91	32	1981/1982	214.28
3	1952/1953	348.00	33	1982/1983	1 410.28
4	1953/1954	297.75	34	1983/1984	234.62
5	1954/1955	639.78	35	1984/1985	614.48
6	1955/1956	769.41	36	1985/1986	473.71
7	1956/1957	92.82	37	1986/1987	1 339.56
8	1957/1958	1 318.33	38	1987/1988	114.38
9	1958/1959	719.98	39	1988/1989	1 524.86
10	1959/1960	869.60	40	1989/1990	1 706.69
11	1960/1961	244.22	41	1990/1991	331.56
12	1961/1962	143.56	42	1991/1992	974.55
13	1962/1963	165.79	43	1992/1993	821.97
14	1963/1964	1 681.56	44	1993/1994	474.17
15	1964/1965	261.08	45	1994/1995	1 540.14
16	1965/1966	91.81	46	1995/1996	1 100.28
17	1966/1967	2 151.98	47	1996/1997	815.75
18	1967/1968	633.72	48	1997/1998	1 340.95
19	1968/1969	353.11	49	1998/1999	1 346.07
20	1969/1970	916.68	50	1999/2000	1 985.00
21	1970/1971	30.87	51	2000/2001	1 010.36
22	1971/1972	187.90	52	2001/2002	1 109.76
23	1972/1973	469.32	53	2002/2003	1 881.21
24	1973/1974	1.11	54	2003/2004	606.42
25	1974/1975	51.03	55	2004/2005	205.61

26	1975/1976	114.94	56	2005/2006	157.11
27	1976/1977	1 562.00	57	2006/2007	511.53
28	1977/1978	296.39	58	2007/2008	479.17
29	1978/1979	189.75	59	2008/2009	474.17
30	1979/1980	605.00	60	2009/2010	126.67

L'application des tests statistiques aux débits max instantanés a donné les résultats suivants :

Tableau V. 4:Vérification des hypothèses de bases pour les débits maximums instantanés.

Test	Wold Wolfowitz	Kendall	Wilcoxon
Statistique	$ U = 0.680$	$ K = 1.55$	$ W = 2.43$
p-value	$p = 0.497$	$p = 0.121$	$p = 0.0150$
H_0	Acceptée	Acceptée	Rejetée

Les débits moyens journaliers mesurés sont représentés dans le tableau V.5 :

Tableau V. 5:Valeurs des débits max journaliers de l'Oued Abiod

N°	Année	Qmax (m³/s)	Année	N°	Qmax (m³/s)
1	1950/1951	57.22	1980/1981	31	89.77
2	1951/1952	142.78	1981/1982	32	81.76
3	1952/1953	72.98	1982/1983	33	420.56
4	1953/1954	93.76	1983/1984	34	146.11
5	1954/1955	84.19	1984/1985	35	128.38
6	1955/1956	132.81	1985/1986	36	106.03
7	1956/1957	32.10	1986/1987	37	344.55
8	1957/1958	209.54	1987/1988	38	42.15
9	1958/1959	230.91	1988/1989	39	112.46
10	1959/1960	252.22	1989/1990	40	271.37
11	1960/1961	81.27	1990/1991	41	90.81
12	1961/1962	55.69	1991/1992	42	247.22
13	1962/1963	349.26	1992/1993	43	185.56
14	1963/1964	308.43	1993/1994	44	67.18
15	1964/1965	112.22	1994/1995	45	385.00

16	1965/1966	55.79	1995/1996	46	170.96
17	1966/1967	247.32	1996/1997	47	106.67
18	1967/1968	91.57	1997/1998	48	203.26
19	1968/1969	60.00	1998/1999	49	274.65
20	1969/1970	125.87	1999/2000	50	760.63
21	1970/1971	20.65	2000/2001	51	131.79
22	1971/1972	107.67	2001/2002	52	134.74
23	1972/1973	99.57	2002/2003	53	158.07
24	1973/1974	0.83	2003/2004	54	95.86
25	1974/1975	29.38	2004/2005	55	193.29
26	1975/1976	87.04	2005/2006	56	78.80
27	1976/1977	272.28	2006/2007	57	99.24
28	1977/1978	91.98	2007/2008	58	108.43
29	1978/1979	51.39	2008/2009	59	145.94
30	1979/1980	77.31	2009/2010	60	50.48

L'application des tests statistiques utilisés a donné les résultats suivants :

Tableau V.6: Vérification des hypothèses de base pour les débits moyens journaliers

Test	Wold Wolfowitz	Kendall	Wilcoxon
Statistique	$ U = 0.843$	$ K = 1.43$	$ W = 2.24$
p-value	$p = 0.399$	$p = 0.153$	$p = 0.0251$
H_0	Acceptée	Acceptée	Rejetée

La vérification des hypothèses de bases pour les débits maximums instantanés ainsi que des débits moyens journaliers de l'Oued Abiod ont conclut à l'acceptation des hypothèses d'indépendance et de stationnarité et au rejet de l'hypothèse d'homogénéité des données.

V. 2 Méthode à seuil (POT) :

V.2.1 Extraction des données :

La méthode consiste en la constitution de la série de données, en extrayant toutes les valeurs de débits moyens journaliers supérieures à un seuil bien déterminé. Contrairement à la

méthode des maxima annuels, on prend en compte beaucoup plus de valeurs, pouvant apporter de précieuses informations.

V.2.1.1 Choix du seuil :

Le choix du seuil se fait généralement à l'aide de deux méthodes complémentaires. La première méthode consiste en la construction du graphique appelé communément Mean Residual Life Plot (MRLE), et de retenir le seuil à partir duquel le MRLE présente une certaine linéarité. La deuxième méthode consiste en l'ajustement de plusieurs modèles GPD en utilisant plusieurs seuils. Ainsi la stabilité des paramètres de la loi déterminera le seuil à choisir.

L'évolution en fonction des seuils choisis, du nombre de valeurs supérieures à ces mêmes seuils pour les débits moyens journaliers de l'Oued Abiod a été représentée graphiquement dans la figure V.5 :

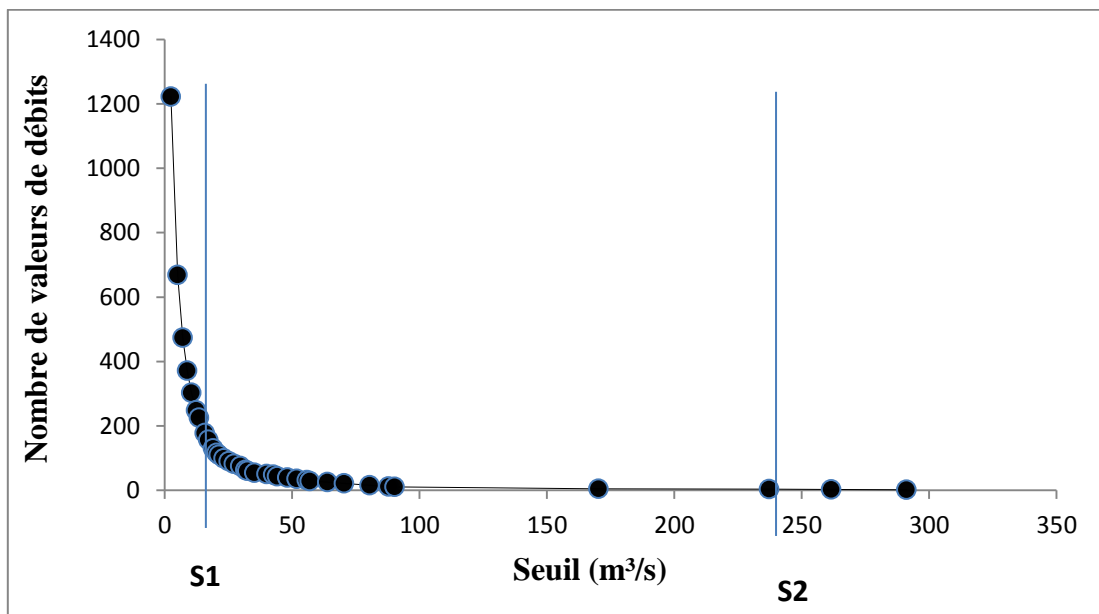


Figure V. 5:Evolution du nombre de valeurs de débits moyens journaliers de l'Oued Abiod en fonction du seuil.

Où : S_1 : est un seuil se rapprochant de la plus petite valeur ; S_2 : est un seuil se rapprochant des plus grandes valeurs.

Pour le cas représenté à la figure 1, le choix du seuil nécessite beaucoup d'attention

- Un seuil très proche de S_1 , conduit à la sélection d'un nombre élevé de valeurs, mais la condition d'indépendance risque de ne pas être vérifiée, des valeurs élevées de débits d'une même crue risquent d'être prélevées.

- Un seuil très proche de S_2 , conduit à la sélection de valeurs indépendantes, mais induit une grande perte d'informations.

V.2.1.1.1 Méthode expérimentale:

Pour aboutir à un résultat à l'aide de cette méthode, nous avons élaboré le Mean Residual Life Plot (fonction moyenne des excès) représenté dans la figure V.6 :

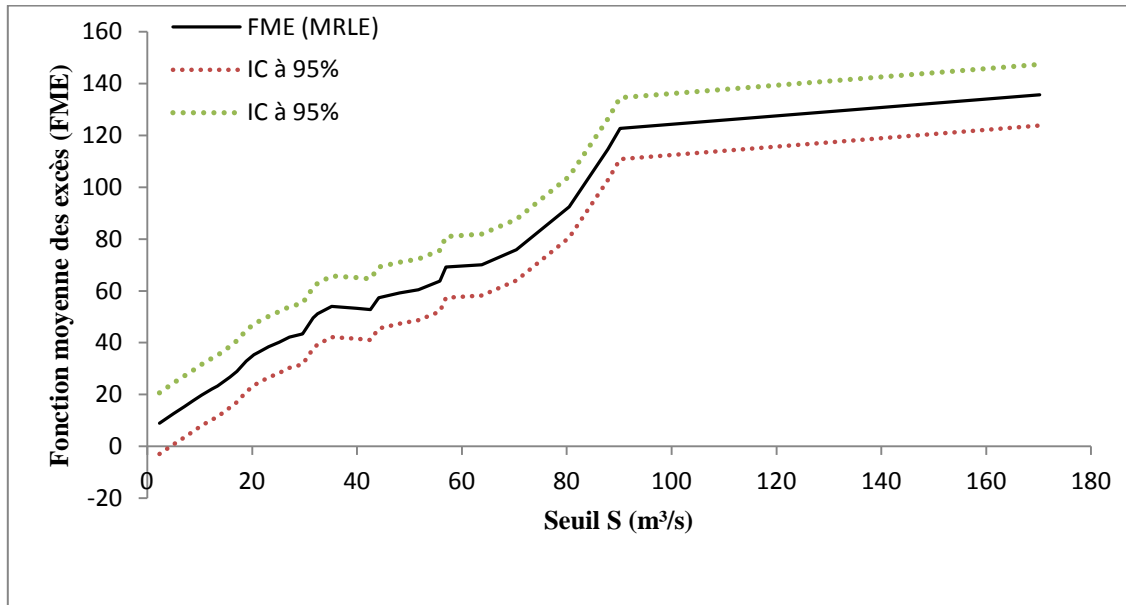


Figure V. 6:Mean Residual Life Plot pour les débits moyens journaliers de l'Oued Abiod

Où :FME : représente la fonction moyenne des excès ; IC à 95% : Intervalle de confiance à 95%.

On remarquera que plus le seuil est grand, plus la fonction moyenne des excès augmente. .

La linéarité de la fonction est observée principalement au-delà de $S= 90.197 \text{ m}^3/\text{s}$.

La linéarité de la fonction moyenne des excès au-delà d'un seuil indique que les valeurs dépassant ce même seuil suivent une loi GPD.(Huser, 2008) . Il serait plus rassurant de choisir ce même seuil pour cette méthode pour l'éventuelle stabilité des paramètres d'ajustement. Néanmoins le seuil $S = 90.197$ reste très élevé car ne présentant que 11 valeurs le dépassant, ce qui est insuffisant, et ferait perdre à la méthode POT tout son intérêt qui est le gain d'information. Le seuil qu'on choisira est donc inférieur, pour les raisons précédemment citées.

V.2.1.1.2. Méthode d'Ajustement de la loi GPD

Cette méthode est complémentaire à la précédente, celle-ci consiste en l'ajustement de la loi GPD à une série de seuils, pour notre cas, allant de 10.405 à 87.859 tout en vérifiant à la fois l'indépendance des données et la stabilité des paramètres de la loi.

L'ajustement des données à la loi GPD a été effectué à l'aide de la méthode des moments et la méthode des moments pondérés, les résultats de ces ajustements sont représentés dans les figures V.7 et V.8 :

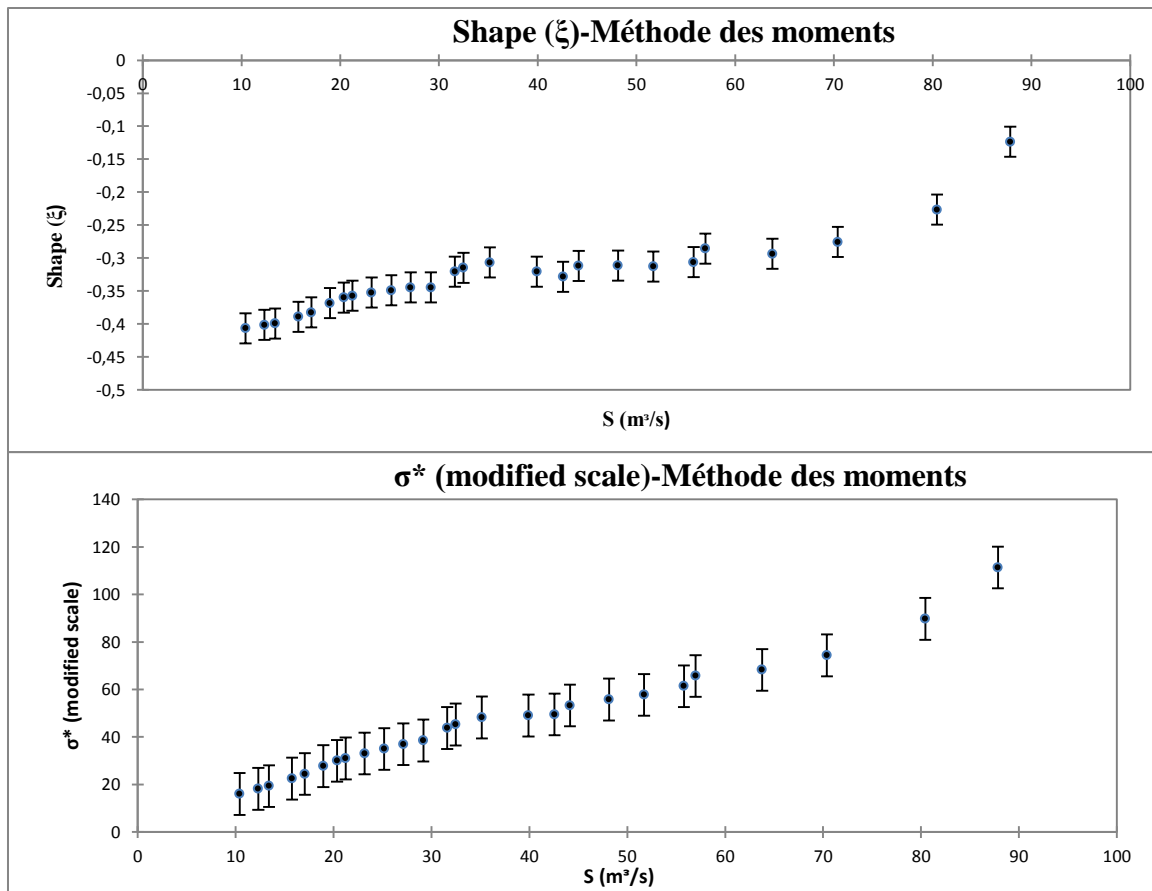


Figure V. 7: Estimation des paramètres de la loi de Pareto généralisée en fonction du seuil S par la méthode des moments

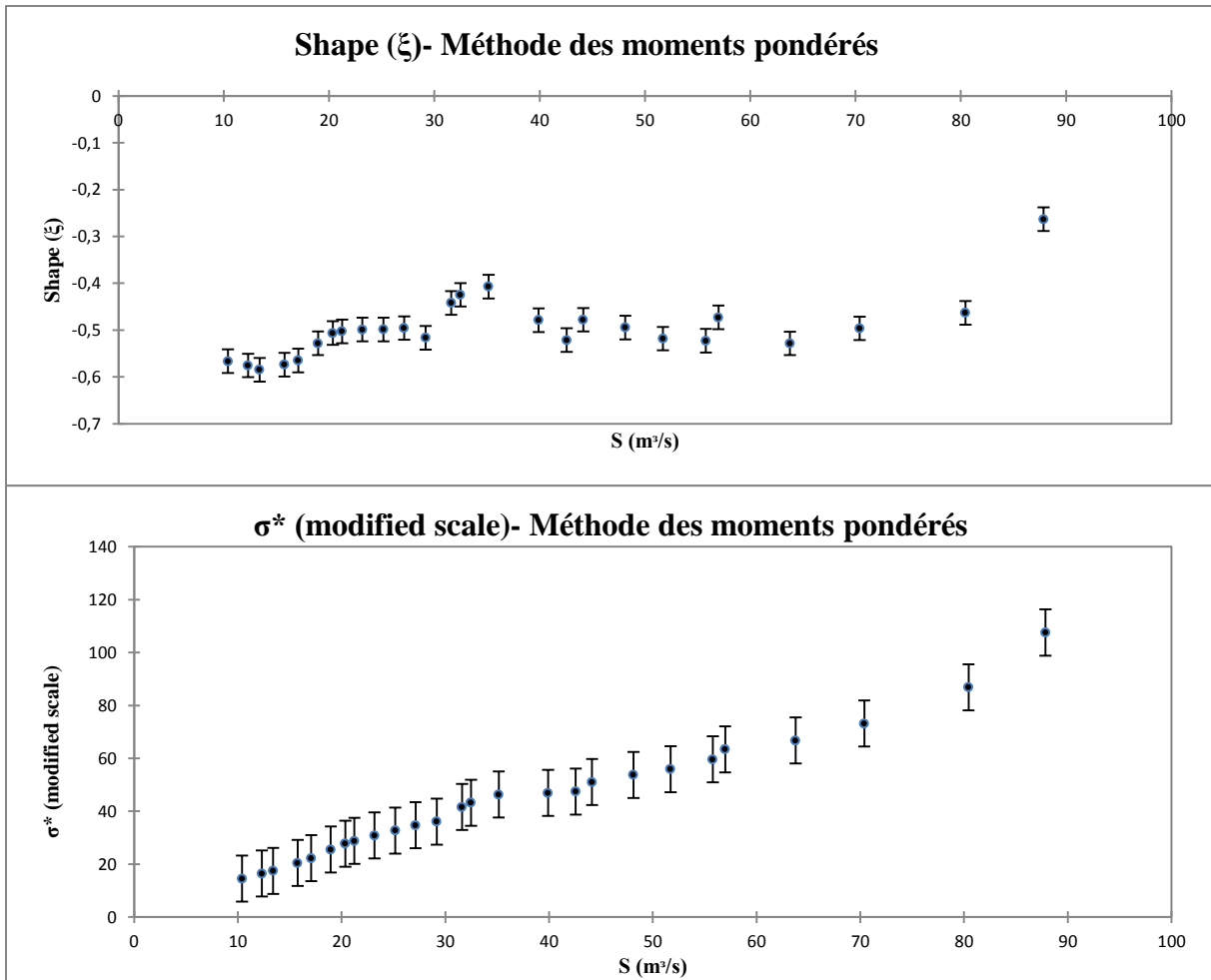


Figure V. 8: Estimation des paramètres de la loi de Pareto généralisée en fonction du seuil S par la méthode des moments pondérés

Les figures V.7 et V.8 montrent la variation des paramètres de la loi GPD en fonction du seuil, ajustés à l'aide de la méthode des moments et celle des moments pondérés :

Ajustement par la méthode des moments:

- ξ (Shape) a plus ou moins pour les deux valeurs de seuil: 27.13 et 29.175 la même valeur (relativement constante). Pour les valeurs du seuil 44.144 et 48.137 aussi.
- σ^* (Modified scale) représente des valeurs relativement constante pour les seuils $S=39.907$ et $S=42.569$.

Ajustement par la méthode des moments pondérés:

- ξ (Shape) représente des valeurs relativement constante entre $S=20.359$ et $S=27.13$
- σ^* (Modified scale) a des valeurs constantes plus ou moins entre $S=35.15$ et $S=39.907$

Les résultats cités précédemment ne nous permettent pas de prendre une décision quant au choix du seuil, le recours à la représentation des niveaux de retour en fonction du seuil est nécessaire et sera déterminant pour le choix du seuil.

L'ajustement des paramètres de la loi GPD en fonction du seuil nous a permis de réduire l'intervalle des seuils par rapport à la précédente méthode. Par ailleurs, et pour affiner le travail, des niveaux de retours seront déterminés, pour des seuils compris entre $S=20.359 \text{ m}^3/\text{s}$ et $S=48.137 \text{ m}^3/\text{s}$.

En choisissant des périodes de retour allant de 50 à 200 ans, pour les différents seuils, les niveaux de retours, fonctions du seuil et périodes de retour sont représentés dans la figure V.9 et V.10 :

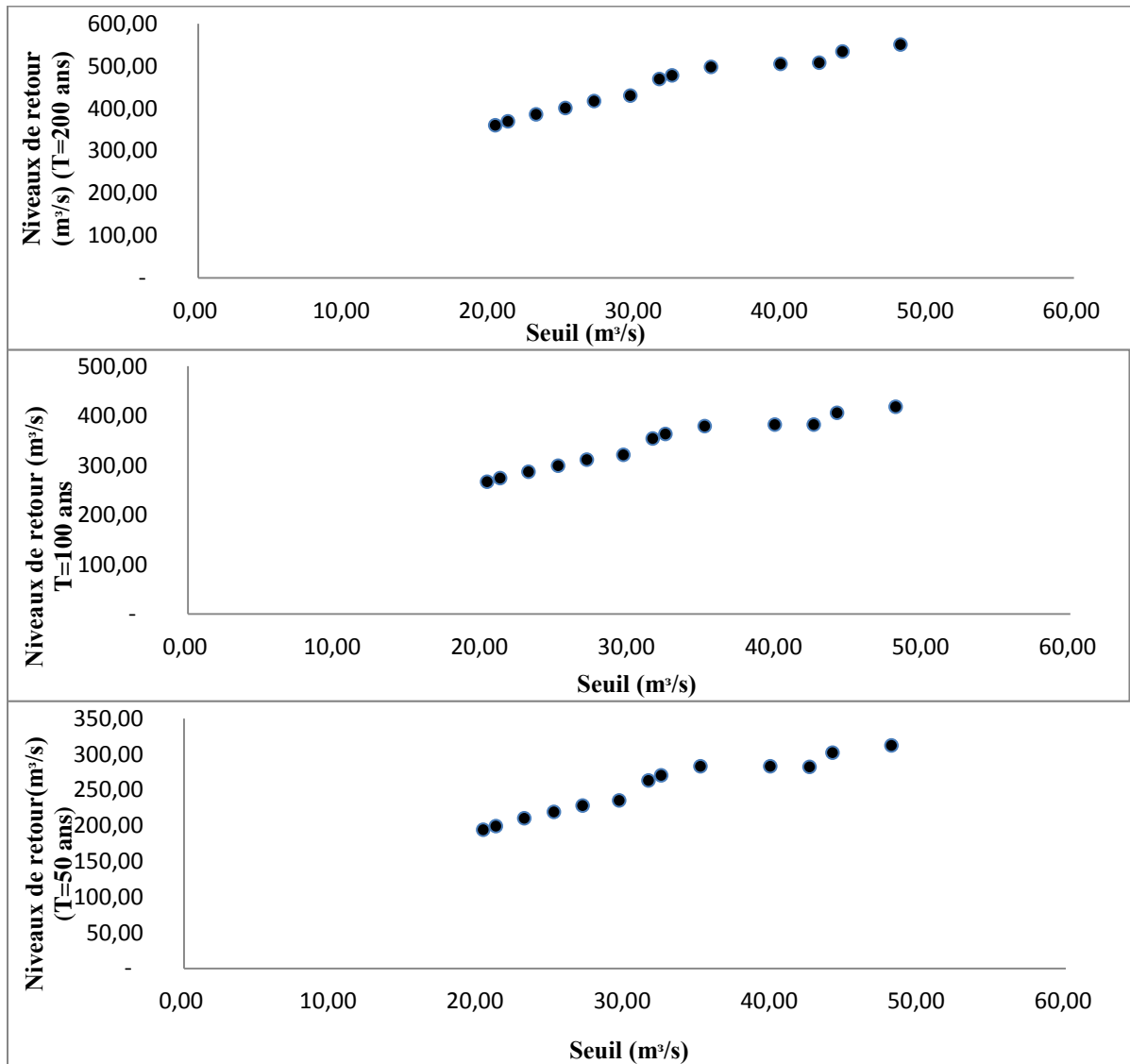


Figure V. 9: Evolution des niveaux de retour (Quantiles) correspondants à différentes périodes de retour en fonction du seuil (Ajustement par la méthode des moments)

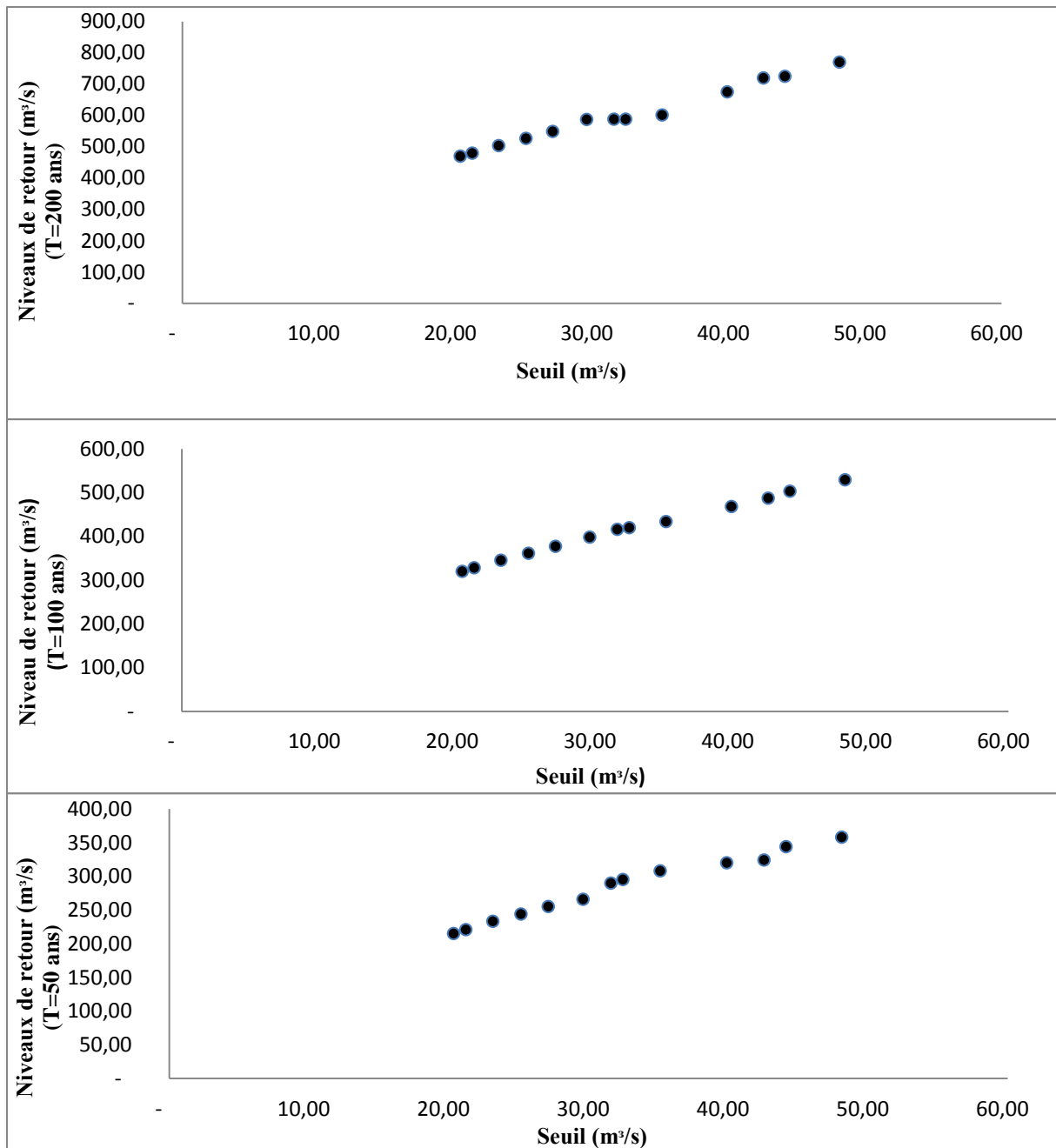


Figure V. 10: Evolution des niveaux de retour (Quantiles) pour différentes périodes de retour en fonction du seuil (Ajustement par la méthode des moments pondérés)

L'évolution des différents niveaux de retour en fonction du seuil, pour les différentes valeurs de la période de retour, permettent de montrer en premier lieu que les quantiles (niveaux de retour) sont clairement instable en dessous d'un seuil $S= 29.618 \text{ m}^3/\text{s}$. Le choix d'un seuil qui serait inférieur à 29.618 serait mauvais.

Pour la méthode des moments, les quantiles ont des valeurs constantes entre $S=35.15 \text{ m}^3/\text{s}$ et $S= 42.569 \text{ m}^3/\text{s}$. Tandis que pour la méthode des moments pondérés les quantiles ont des

valeurs constantes pour $T=200$ ans entre $S= 29.618 \text{ m}^3/\text{s}$ et $S= 32.477$, tandis que pour $T= 50$ ans et $T=100$ ans les valeurs des quantiles sont relativement proches entre $S=31.608\text{m}^3/\text{s}$ et $S=32.477\text{m}^3/\text{s}$.

Il n'existe pas d'outil nous permettant de prendre une décision ferme et avec certitude. On choisira de prendre la plus faible valeur de seuil qui représente plus ou moins une stabilité des quantiles déterminés à l'aide de la méthode des moments pondérés qui est la valeur de $S= 31.608 \text{ m}^3/\text{s}$. les valeurs de débits moyen journalier de l'Oued Abiod retenues par la méthode POT sont représentés par la figure V.11 :

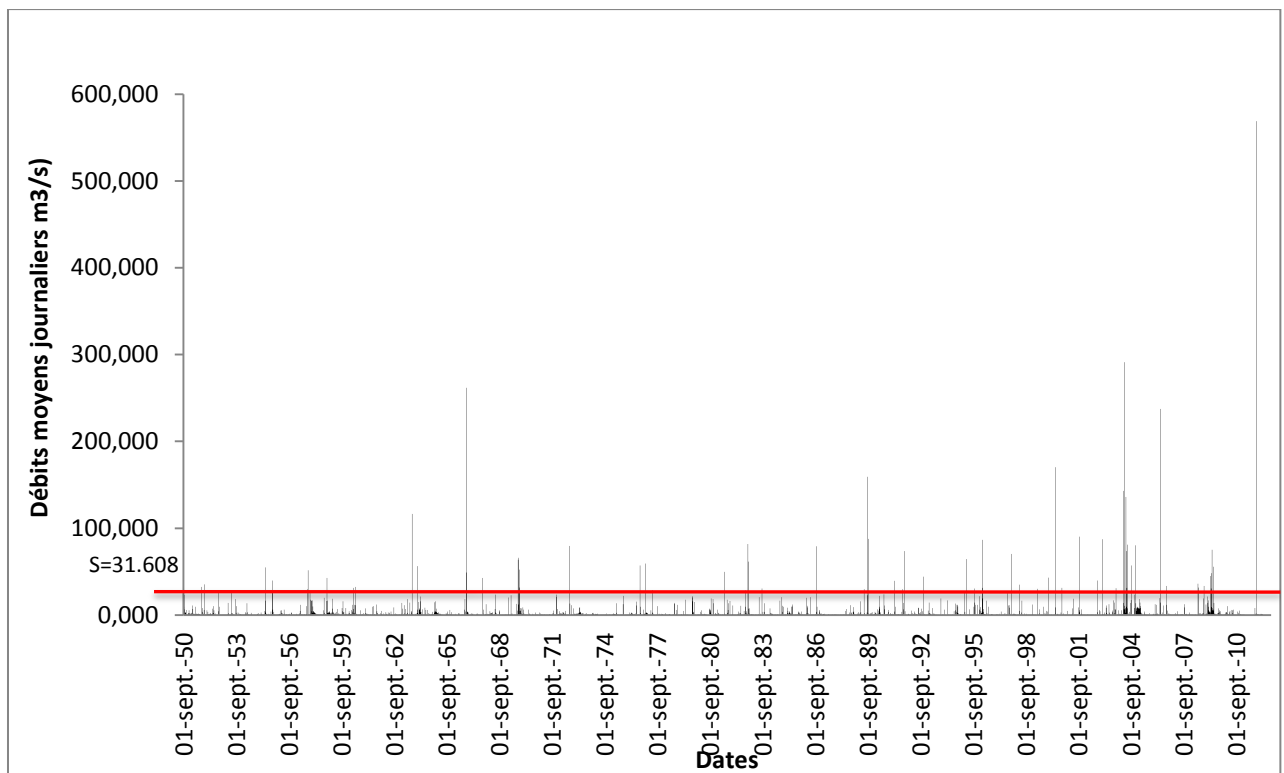


Figure V. 11:Excès au delà du seuil $S=31.608 \text{ m}^3/\text{s}$ pour les débits moyens journaliers de l'Oued Abiod

Le nombre de données que nous allons retenir est donc de 63 observation, dépassant le seuil $S=31.608 \text{ m}^3/\text{s}$.

Le nombre de données extraites par cette méthode aussi n'est pas très important par rapport à celui de la méthode des maxima annuels, seulement pour la méthode POT, le caractère extrême des données peut être remarqué. Les excès au delà du seuil $S=31.608 \text{ m}^3/\text{s}$ que nous allons modéliser à l'aide du modèle GPD sont représentés dans le tableau V.7 :

Tableau V. 7:Excès au delà du seuil $S=31.608 \text{ m}^3/\text{s}$ retenus

N°	Date	Excès (m^3/s)	N°	Date	Excès (m^3/s)
1	20-sept-51	0.846	33	15-mars-96	55.082
2	09-nov-51	3.542	34	08-nov-97	38.786
3	29-avr-55	23.369	35	23-avr-98	3.519
4	22-sept-55	8.299	36	19-déc-99	11.543
5	05-oct-57	20.105	37	09-mai-00	138.596
6	05-nov-58	10.961	38	01-oct-01	58.589
7	16-juin-60	0.869	39	10-oct-02	7.998
8	13-sept-63	85.001	40	17-janv-03	55.672
9	14-sept-63	12.373	41	29-mars-04	11.182
10	28-déc-63	24.723	42	30-mars-04	111.241
11	11-oct-66	229.989	43	16-avr-04	259.559
12	17-oct-66	17.200	44	25-mai-04	104.371
13	10-sept-67	11.112	45	28-mai-04	41.946
14	28-sept-69	2.304	46	17-juin-04	49.611
15	29-sept-69	32.165	47	09-sept-04	25.371
16	02-oct-69	34.225	48	05-déc-04	9.978
17	22-oct-69	20.637	49	06-déc-04	20.510
18	30-oct-69	0.000	50	09-déc-04	48.832
19	05-sept-72	48.045	51	04-mai-06	205.649
20	08-sept-76	25.336	52	15-sept-06	1.702
21	07-janv-77	27.732	53	01-juil-08	4.370
22	25-juin-81	18.265	54	15-juil-08	0.128
23	01-nov-82	37.443	55	01-nov-08	1.992
24	12-nov-82	30.024	56	18-mars-09	13.184
25	29-sept-86	47.512	57	10-avr-09	12.767
26	01-sept-89	127.443	58	13-avr-09	16.529
27	21-sept-89	56.251	59	14-avr-09	13.670
28	22-sept-89	4.573	60	21-avr-09	43.647
29	15-mars-91	7.825	61	15-mai-09	24.179
30	12-oct-91	42.240	62	30-oct-2011	537.304
31	07-nov-92	12.536	63	31-oct-2011	136.633
32	23-avr-95	32.836			

Les différentes valeurs caractéristiques de la série des excès au delà d'un seuil sont représentées dans la figure ci après :

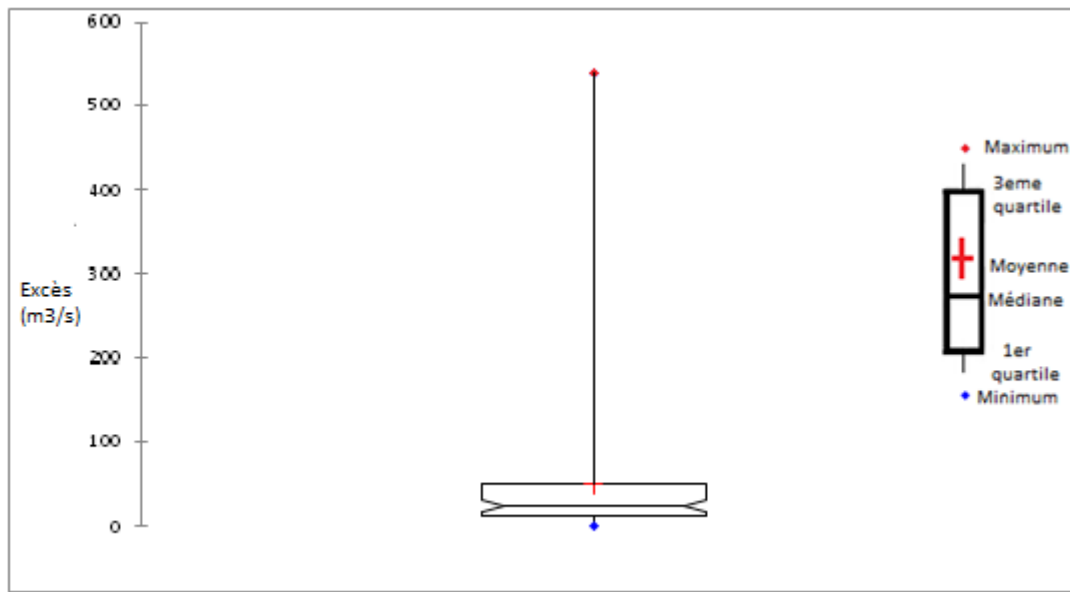


Figure V. 12:Box plot pour les excès au delà du seuil $S=31.609 \text{ m}^3/\text{s}$ pour les débits moyens journaliers de l'Oued Abiod

Ces données sont représentées dans l'histogramme que présente la figure V.13 classées par fréquences de classes des excès :

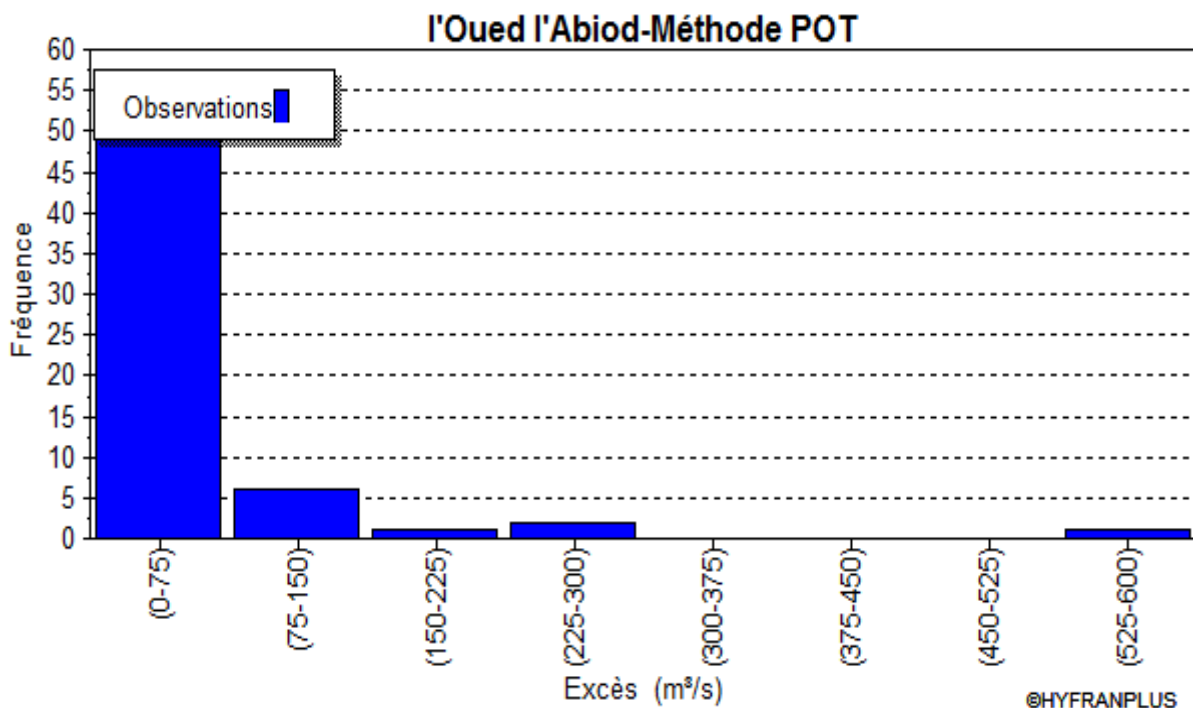


Figure V. 13:Fréquences des excès par classes de valeurs

La figure V.13 montre que le plus grand nombres des excès au-delà de $S=31.608 \text{ m}^3/\text{s}$ ont des valeurs variant majoritairement entre 0 et $75 \text{ m}^3/\text{s}$ (55 valeurs), seulement neuf excès ont des valeurs allant de $75 \text{ m}^3/\text{s}$ à $300 \text{ m}^3/\text{s}$, contre un seul excès exceptionnel dépassant les $500 \text{ m}^3/\text{s}$.

Les différents excès classés par mois donnent l'histogramme que représente la figure V.14 :

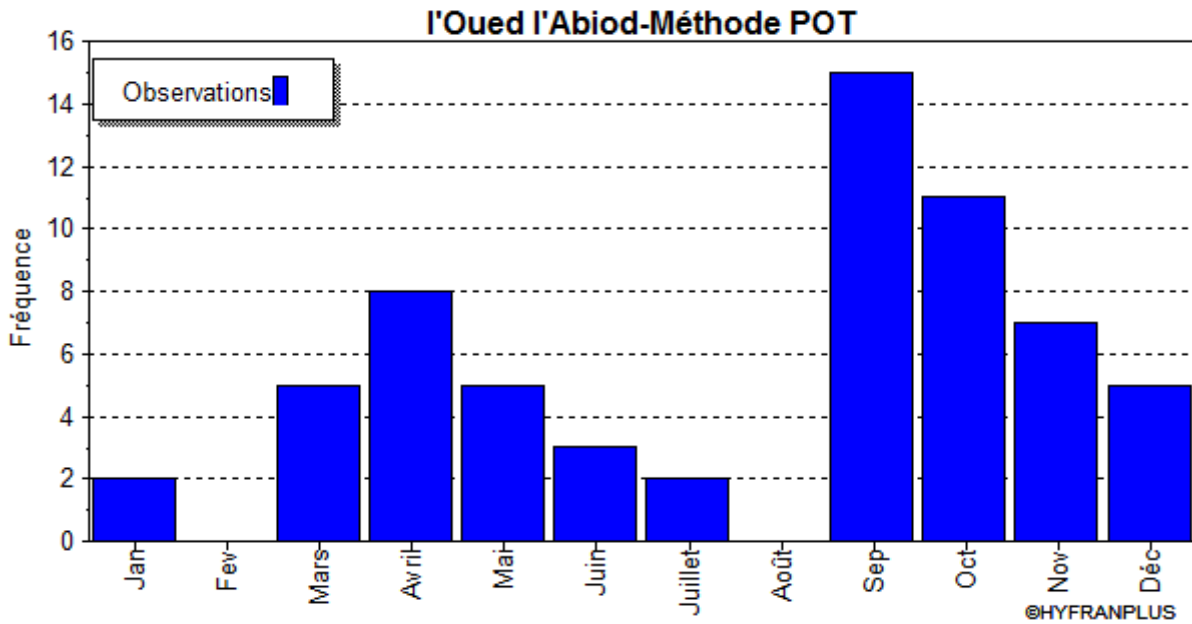


Figure V. 14:Fréquence des excès classés par mois

Le mois de septembre observe le plus grand nombre d'excès avec 15 valeurs. Les mois de février et août, n'observent aucun excès. Le plus grand nombre d'excès observés dans cette série est en faveur de l'automne.

V.2.2 Vérification des hypothèses de base :

L'indépendance des excès a été vérifiée à l'aide du teste de **Wald –Wolfowitz** et acceptée aux niveaux de signification de 5%. La stationnarité a été testée à l'aide du test de **Kendall** qui a conclut à l'acceptation de la stationnarité des excès au niveau de signification 5%.

Le test d'homogénéité de **Wilcoxon** appliqué aux débits maximum annuels conclut à accepter l'hypothèse H_0 (les données sont homogènes) au niveau de signification de 5%, et donc on conclut que les données sont homogènes.

Les différents résultats des tests de Wald-Wolfowitz, Kendall et Wicoxon réalisés sont résumés s dans le tableau V.8 :

Tableau V. 8: Vérification des hypothèses de base pour les excès au delà du seuil $S= 31.608$ m³/s.

Test	Wold Wolfowitz	Kendall	Wilcoxon
Statistique	$ U = 1.56$	$ K = 1.71$	$ W = 1.22$
p-value	$p = 12\%$	$p = 8.76\%$	$p = 22.4\%$
H_0	Acceptée	Acceptée	Acceptée

Ou : H_0 , c'est l'hypothèse de base à vérifier.

H_1 : l'hypothèse alternative.

Sachant que si la p-value est supérieure au niveau de signification, l'hypothèse de base acceptée.

Les hypothèses de bases relatives à l'indépendance, la stationnarité et à l'homogénéité des excès étant vérifiées, l'applicabilité de la méthode POT aux débits moyens journalier de l'Oued l'Abiod est possible.

V.2.3 Ajustement du modèle GPD aux excès au-delà du seuil $S=31.608$ m³/s

1. Ajustement par la méthode des moments

En ajustant les excès au-delà de $S=31.608$ m³/s au modèle GPD, à l'aide de la méthode des moments et la méthode des moments, nous avons pu avoir les paramètres de la loi suivants :

$$\tilde{\sigma} = 33.6474 \quad \text{et} \quad \xi = -0.320$$

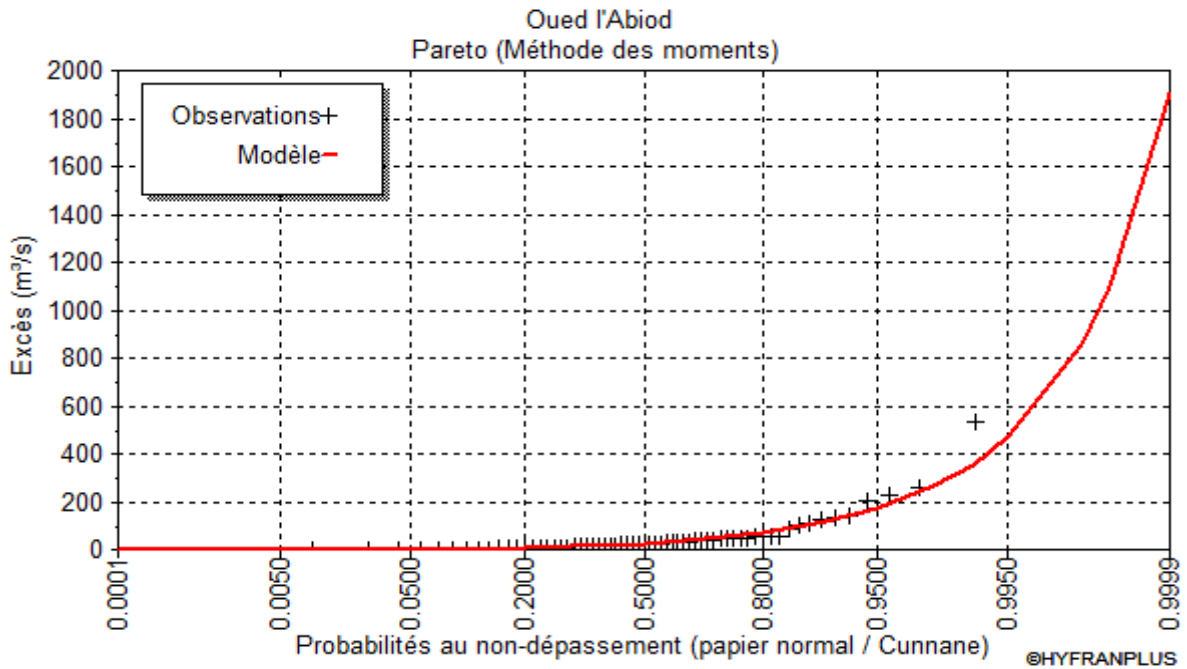


Figure V. 15: Ajustement de la loi de Pareto généralisée aux excès au delà du seuil $S=31.608\text{m}^3/\text{s}$ des débits moyens journaliers de l'Oued l'Abiod

2. Ajustement par la méthode des moments pondérés :

$$\tilde{\sigma} = 27.636 \quad \text{et} \quad \xi = -0.442$$

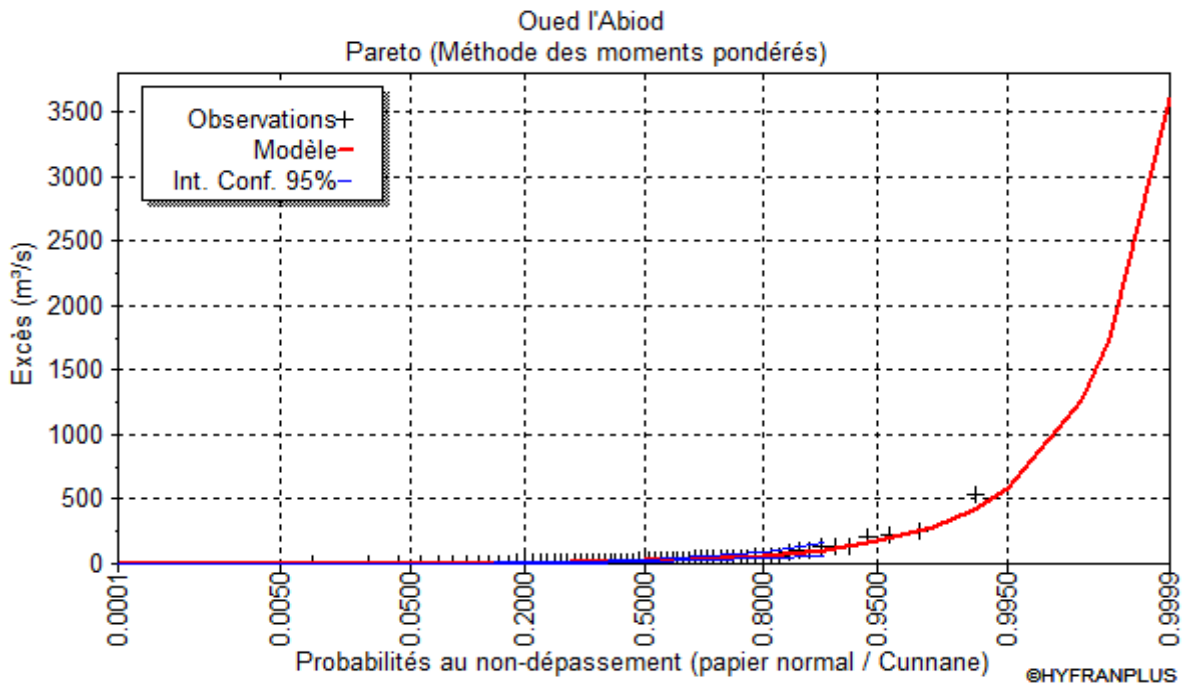


Figure V. 16: Ajustement de la loi de Pareto généralisée au excès au delà du seuil $S=31.608\text{m}^3/\text{s}$ des débits moyens journaliers de l'Oued l'Abiod

Les figures V.15 et V.16 représentent l'ajustement des excès au delà d'un seuil ($S=31.608\text{m}^3/\text{s}$) des débits moyens journaliers de l'Oued Abiod, par la méthode des moments et la méthode des moments pondérés respectivement. L'examen visuel des deux figures montre une bonne corrélation entre les observations et la loi théorique. La loi GPD serait une bonne représentation des excès au-delà d'un seuil des débits moyens journaliers de l'Oued l'Abiod.

Les valeurs extrêmes des excès s'ajustent mieux par la méthode des moments pondérés tandis qu'elles sont sous estimés par l'ajustement avec la méthode des moments.

V.2.4 Validation du Modèle GPD :

L'ajustement du modèle GPD aux excès au-delà du seuil $S=31.608 \text{ m}^3/\text{s}$, a été validé par le test du Khi^2 (χ^2), les résultats sont représentés dans le tableau V.9 :

Tableau V. 9:Vérification de l'adéquation de l'ajustement des excès au delà du seuil $S= 31.608\text{m}^3/\text{s}$ des débits moyens journaliers de l'Oued Abiod à la loi GPD

Test	Khi^2 (χ^2) Ajustement par la méthode des moments	Khi^2 (χ^2) Ajustement par la méthode des moments pondérés
Statistique	$\chi^2= 9.54$	$\chi^2= 7.32$
p-value	p = 21.63%	p = 39.66%
H_0	Acceptée	Acceptée
Niveau de signification	5%	5%

Ou : H_0 : La loi GPD s'ajuste aux excès au-delà l'd'un seuil des débits moyens de l'Oued Abiod.

H_1 : l'hypothèse alternative.

Sachant que si la p-value est supérieure au niveau de signification, l'hypothèse de base acceptée.

Le test du Khi^2 , confirme que l'ajustement de la loi GPD par la méthode des moments pondérés aux excès au delà d'un seuil est meilleur avec une plus-value de 39.66%, contre une plus-value de 21.63% pour l'ajustement par la méthode des moments.

V.2.5 Détermination des quantiles :

Les quantiles déterminés par l'ajustement des excès au-delà d'un seuil par le modèle GPD, ainsi que les quantiles des débits moyens journaliers sont représentés dans le tableau V.10 :

Tableau V. 10: Niveaux de retour (Quantiles) en fonction des périodes de retour

Niveaux de retour (Quantiles) m ³ /s						
Méthodes d'ajustement	méthode des moments			méthode des moments pondérés		
Périodes de retour T(Années)	50 ans	100 ans	200 ans	50 ans	100 ans	200 ans
Quantiles des excès au-delà de S=31.608m ³ /s	263.00	354.00	469.00	290.00	416.00	588.00
Quantiles augmentées du seuil (m ³ /s)	294.608	385.608	500.608	321.608	447.608	619.608

L'évolution de ces niveaux de retour en fonction des périodes de retour sont représentés dans les figures ci-après :

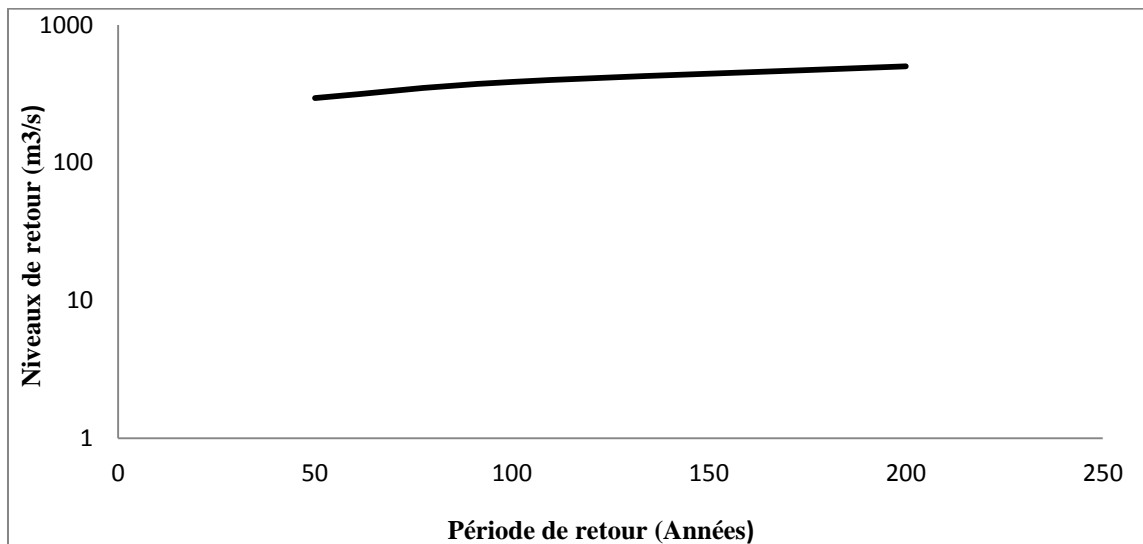


Figure V. 17: Evolution des niveaux de retour en fonction des périodes de retour (Méthode des moments)

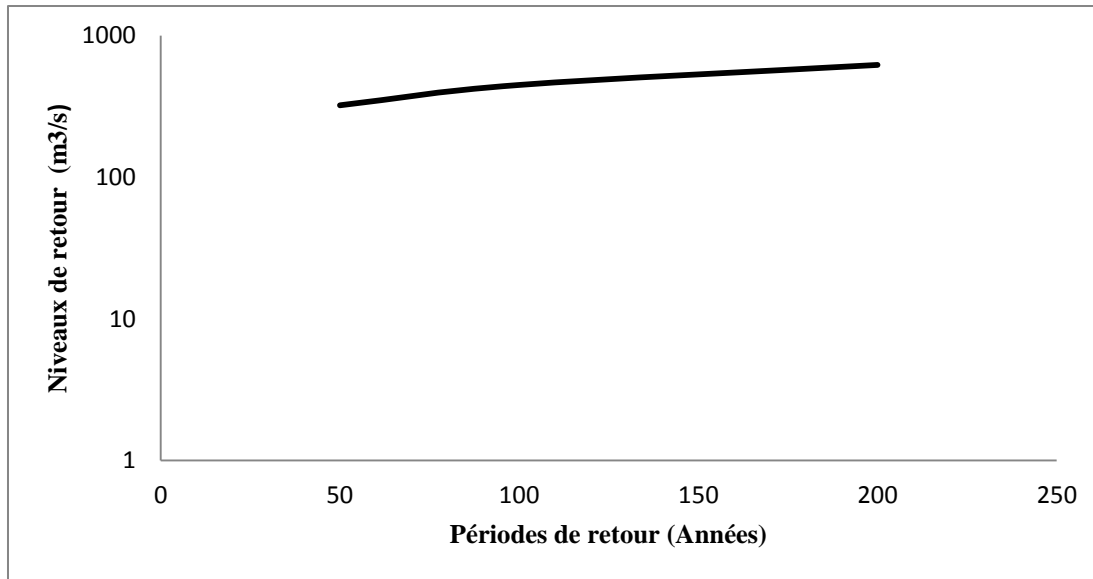


Figure V. 18: Evolution des niveaux de retour en fonction des périodes de retour (Méthodes des moments pondérés)

Les niveaux de retours représentés dans les figures 12 et 13 évolueraient de manière logarithmique avec les périodes de retour. Ainsi la valeur de débit moyen journalier exceptionnelle observée le 31/10/2011 dont la valeur est de 568.912 m³/s surviendrait une fois tous les 284 ans (Ajustement par la méthode des moments) et tous les 167 ans (Ajustement par la méthode des moments pondérés). Le deuxième plus important débit dont la valeur est de 291.167 m³/s survenu le 16/04/2004 a pour période de retour selon la méthode d'ajustement respectivement par la méthode des moments et la méthode des moments pondérés T=48 ans, et T=41 ans.

V.3 Méthode tenant en compte l'aspect hydrologique :

Cette méthode ne consiste pas dans le choix d'un seuil, par une quelconque méthode, elle est une amélioration de la méthode des maxima annuels. On procède à cette méthode en incluant les 3 valeurs maximales de l'année (Van Montfort et Witter, 1985). On s'assurera que les crues retenues sont bien indépendantes. Cette méthode consiste en l'augmentation du nombre d'observation par année, et non pas le choix du seuil direct, ainsi le seuil serait la plus faible observation choisie.

Les valeurs de débits de crues sélectionnées à partir des données brutes sont représentées graphiquement à la figure V.19 :

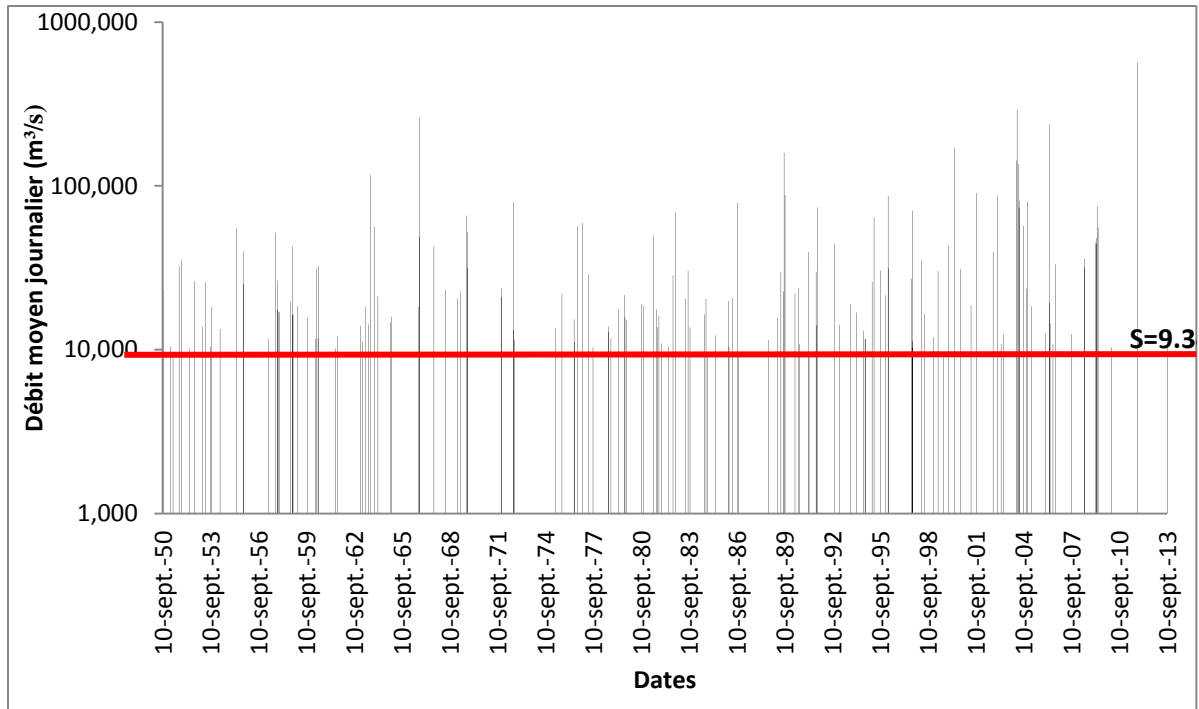


Figure V. 19:Excès au delà du seuil $S=9.34 \text{ m}^3/\text{s}$ pour les débits moyens journaliers de l'Oued Abiod

En sélectionnant les valeurs en extrayant pour chaque année entre 2 à 5 valeurs tout en préservant l'hypothèse d'indépendance des données nous avons pu obtenir une série de 185 débits journaliers avec comme valeur minimale ou seuil $S= 9.34 \text{ m}^3/\text{s}$.

Les données choisies avec cette méthode ne permettent pas de vérifier toutes les hypothèses de bases, elle a conclut à l'acceptation de l'indépendance des données au niveau de signification de 5%, mais pas à la stationnarité et l'homogénéité des données, les résultats des différents tests appliqués à ces données sont représentés dans le tableau V.11

Tableau V. 11:Vérification des hypothèses de bases pour les excès au delà du seuil $9.34 \text{ m}^3/\text{s}$

Test	Wold-Wolfowitz	Kendall	Wilcoxon
Statistique	$ U = 1.26$	$ K = 3.04$	$ W = 2.74$
p-value	$p = 20.8\%$	$p = 0.2\%$	$p = 0.6\%$
H_0	Acceptée	Rejetée	Rejetée

Le mode de sélection choisi pour cette méthode n'est donc pas applicable aux débits moyens de l'Oued l'Abiod.

V. 3 Conclusion :

L'application de la méthode des maxima annuels de crues de l'Oued l'Abiod, n'a pas été concluante, en raison du rejet des hypothèses de bases telles que l'homogénéité et la stationnarité des données, conditions nécessaires pour l'aboutissement de la méthode.

Afin d'appuyer et de s'assurer de la non applicabilité de cette méthode, les débits maximums instantanés et les débits moyens journaliers mesurés ont été soumis à la même série de données, l'hypothèse de base telle que l'homogénéité n'a pas été vérifiée.

En complétant la précédente méthode par le passage aux deux valeurs maximales suivantes, nous avons abouti aux mêmes résultats que pour la méthode des maxima annuels.

Le nombre de données sélectionnées par la méthode POT est de 63 observations, un nombre presque égal à celui des observations sélectionnées par la méthode des maxima annuels, seulement, elles n'ont pas les mêmes valeurs. Les données que sélectionne la méthode POT ont le caractère d'extrême, toutes les grandes valeurs de débits supérieures à 31.608 m³/s sont retenues.

L'application de la méthode POT aux débits moyens journaliers de l'Oued l'Abiod nous a permis de conclure que le modèle GPD est le mieux adapté. Seulement le choix du seuil est assez laborieux, et il faut avoir approximativement la constance des paramètres du modèle, pour l'aboutissement de la méthode.

Les quantiles obtenus par l'ajustement de la méthode des moments sont moins importants que ceux obtenus par la méthode des moments pondérés Les quantiles obtenues par l'ajustement par la méthode des moments sont respectivement : 296 ,608 m³/s, 385,608 m³/s et 500,608 m³/s, ceux obtenus lors de l'ajustement par la méthode des moments pondérés sont plus importants et sont respectivement : 321.608 m³/s, 447.608 m³/s, 619.608 m³/s.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale :

Dans ce travail, nous nous sommes intéressés, au comportement des débits maximaux de l'Oued Abiod, par rapport aux lois statistiques choisies. Les modèles statistiques approchés découlent de la Théorie des Valeurs Extrêmes.

Nous avons dans un premier lieu appliqué la méthode des maxima annuels aux débits max sélectionnés. En analysant ces crues maximales nous avons pu constater qu'elles sont plus fréquentes au mois de septembre avec douze (12) crues, contre soixante deux (62) crues.

La vérification des hypothèses de base a été effectuée à l'aide des tests de Wald Wolfowitz, Kendall et Wilconxon. Le test de Wald-Wolfowitz a conclu à l'indépendance des débits max aux niveaux de signification 5%, les tests de Kendall et Wilconxon ont conclu quant à eux au rejet des hypothèses de base qui sont respectivement la stationnarité et l'homogénéité des données. La non stationnarité des données a pu être constatée visuellement lors de la représentation graphique des débits max annuels en fonction du temps, une nette tendance positive a été observée. Ainsi nous avons pu conclure que la méthode des maxima annuels ne s'applique pas aux débits de l'Oued Abiod.

Pour appuyer cette conclusion, nous avons appliqué ces différents tests aux débits maximums instantanés ainsi qu'aux débits moyens journaliers mesurés. Les tests statistiques ont conduit à l'acceptation des hypothèses d'indépendance et de stationnarité et au rejet de l'hypothèse d'homogénéité aux niveaux de signification de 5%.

Nous avons appliqué en second lieu la méthode à seuil (POT) aux débits moyens journaliers de l'Oued l'Abiod, le choix du seuil s'est révélé très laborieux. La première méthode expérimentale au choix du seuil (Fonction moyenne des excès) nous a conduit à choisir un seuil très élevé qui était de $90.197 \text{ m}^3/\text{s}$, ce même seuil ne permettait de ne retenir que 11 valeurs de débits, c'est pourquoi nous sommes passés à la deuxième méthode qui est l'ajustement de la loi GPD aux données extraite à partir de plusieurs seuils. Les différents paramètres de la loi GPD obtenus à l'aide de la méthode des moments et moments pondérés, pour chaque seuil, ont été représentés graphiquement en fonction de celui-ci, la stabilité de ces paramètres n'a pas pu être observée parfaitement.

La représentation des niveaux de retour (quantiles) en fonction des différents seuils a été obligatoire. Le choix du seuil S après les différentes spéculations s'est basé sur le seuil $S=31.906 \text{ m}^3/\text{s}$, ce seuil nous a permis de ne retenir 63 valeurs de débits.

Les débits sélectionnés, ont tous le caractère extrême comparés aux débits max annuel sélectionnée précédemment. Le plus grand nombre de crues du mois de septembre avec quinze (15) crues sur soixante trois (63) a été remarquable.

L'Indépendance, la stationnarité et l'homogénéité des données ont été vérifiées et concluent à leur acceptation au niveau de signification de 5%. La méthode à seuil POT est donc applicable aux débits de l'Oued Abiod.

Enfin l'adéquation de l'ajustement des débits à la loi GPD a été vérifiée et accepté à l'aide de la loi du Khi^2 . Au-delà du seuil $S= 31.906 \text{ m}^3/\text{s}$, la loi GPD est applicable aux débits max journaliers de l'Oued Abiod.

Dans ce travail, l'application d'une analyse fréquentielle aux débits moyens journaliers de l'Oued Abiod reconstitués à partir des apports journaliers de l'an 1950 à l'an 2012, au droit du barrage de Foug el Gherza a donné un résultat positif pour la méthode POT. Des événements hydrologiques survenus pendant ces deux dernières années pourront être pris en compte lors d'une étude future. Cette même analyse bien que laborieuse peut être appliquée à d'autres données plus étendues et plus détaillées tels que les débits horaires mesurés, ou à un autre type de variables hydrologiques telles que les précipitations extrêmes.

REFERENCES

BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES :

- **AILLOT.P. 2012.** Valeurs extrêmes. Notes de cours. Université de Brest.
- **AMBROISE.B. (1998).** *Genèse des débits dans les petits bassins versants ruraux en milieu tempéré :1- Processus et facteurs* .Rev. Sci. Eau, 11(4), 471-495.
- **AMBROISE.B. (1998).** *La dynamique du cycle de l'eau dans un bassin versant – Processus- Facteurs-Modèles*. Editions HGA Bucarest.
- **ANCEY.C.(2012)** *Risques hydrologiques et aménagement du territoire version 7.1 du 6 septembre 2012.*
- **ANCTIL.F. (2007).** *Hydrologie : cheminements de l'eau*. Presses internationales polytechniques, 303 pages.
- **ARNAUD.P et LAVABRE.J.(2007).** *Estimation de l'aléa pluvial en France Métropolitaine*. Editions Quae, 153 pages.
- **BACRO.J-Net CHAOUICHE.A.(2006).***Incertitude d'estimation des pluies extrêmes du pourtour méditerranéen: illustration par les données de Marseille*. Hydrological Sciences–Journal–des Sciences Hydrologiques, 51(3) juin 2006.
- **BALKEMA.A.A. et HAAN. L. (1974).** *Residual lifetime at great age*. Ann. Probab. 2, 792–804.
- **BALLAIS J-L. (2010)** *Des oueds mythiques aux rivières artificielles : l'hydrographie du Bas-Sahara algérien*. Physio-géo-Volume 4/2010 p-107-127.
- **BENKHALED.A et al. (2013).** *Frequency analysis of annual maximum suspended sediment concentrations in Abiod wadi, Biskra (Algeria)*. Hydrological processes , volume 28, Issue 12.
- **BENKHALED.A et al..(2004).***Influence of antecedent precipitation index on the hydrograph shape* .Proceeding of the British hydrological society international conference imperial college London ,pp 81-86.
- **BENKHALED.A. (2007).** *Distribution des Pluies Maximales Annuelles Dans la région du Chélif*, Courrier du Savoir – N°08, Juin 2007, pp.83-91.
- **BENKHALED.A.(2009-2010).** *Méthodes Statistiques en Hydrologie, Ouvrage Pédagogique*. (Cours et applications) (Université de Biskra).
- **BERNARD.C et al. (2008).** *Première analyse des pluies extrêmes dans la région Cévennes-Vivarais*, Editeur : INRIA - Domaine de Voluceau - Rocquencourt, BP 105 - 78153 Le Chesnay Cedex (France), 96 pages.
- **BLANCHET.C et BOULET.J (2000).** *Risques de crues : projet d'aménagement urbain, Le projet FURAN*. Ecole Supérieure des Mines St Etienne.
- **BLIN.P et al. (2005).***Cartographie du risque unitaire d'endommagement (CRUE) par inondations pour les résidences unifamiliales du Québec*. Revue des sciences de l'eau / Journal of Water Science, vol. 18, n° 4, 2005, p. 427-451
- **BOIS.P et al. (2007).** *Introduction au traitement de données en statistique*. Editions : l'Édition du millénaire, 265 pages.
- **BOIS.P. (2000).** *Hydrologie générale*- Institut National Polytechnique de Grenoble.
- **BORCHANI .A. (2010).** *Statistiques des valeurs extrêmes dans le cas des lois discrètes*.

- **BOUMESSENEGH AMEL.(2006-2007)-** *Les inondations dans la ville de BISKRA- Causes et impact-* Mémoire de fin d'études, Institut D'Hydraulique, Université de BATNA.
- **CAYLA.O et al (2010).** *Réflexion sur les difficultés d'évaluation du risque hydrologique.* Colloque CFBR-AFEID: «Sécurité des barrages et nouvelle réglementation française-Partage des méthodes et expériences»,
- **CHERIF.R et al. (1990).** *Optimisation des paramètres de Green et Ampt pour un modèle conceptuel Pluie-Infiltration-Ruissellement.* Hydrological Sciences- Journal des sciences hydrologiques, 35,2, 4/1990.
- **CLAUSS.P.** *Atelier de Théorie de Valeurs Extrêmes.* (ENSAI. Filière Génie Statique).
- **COLES.S et DAVISON.A.(2008).** *Statistical modeling of extreme value.*
- **DALLONI. M. (1939).** *Géologie appliquée de l'Algérie.* Masson et Cie.
- **DUBIEF. J. (1953).** *Essai sur l'hydrologie superficielle au Sahara, GGA,* Direction du Service de la Colonisation et de l'Hydraulique. Service des Etudes Scientifiques : Alger ; 457.
- **DUBREUIL.P. (1974).** *Initiation à l'analyse hydrologique.* Editions Masson et C^{le} Editeurs et ORSTOM ,216 pages.
- **DUNNE.T, BLACK R.D.,(1970).** *An experimental investigation of runhoff production in permeable soils.* Water Resour.Res.,6(2), 478-490.
- **DUQUESNOY. M. (1949).** *Barrage de Foum el Gherza. Terres et Eaux 7 : 40*
- **E.BECKERS, DEGRE.A. (2009).** *Revue bibliographique : la prise en compte des transferts horizontaux dans les modèles hydrologiques.* Biotechnol. Agron. Soc. Environ. 2011 15(1), 143-151.
- **EL-ADLOUNI S., ST-HILAIRE A., BOBEE B. ET T.B.M.J. OUARDA (2004).** *Guide pratique pour l'emploi des L-moments en hydrologie. Rapport présenté dans le cadre du projet Ouranos.* INRS-ETE, rapport de recherche R-725, 24 pages.
- **FRANCOU.J et RODIER.J-A. (1967).** *Essai de classification des crues maximales observées dans le monde.* Cah. O.R.S.T.O. M. sér. Hydrol, Vol. IV, no3 1967,
- **GALEA.G et PRUDHOMME.C.(1997).** *Notions de base et concepts utiles pour la compréhension de la modélisation synthétique des régimes de crue des bassins versants au sens des modèles QdF.* Revue des sciences de l'eau p-83-101
- **GEHIN.W. (2011).** *Modélisation des queues de distribution des rendements des actifs financiers. Application à la mesure et à la gestion du risque de marché.* (EURIA. Institut d'actuariat).
- **GENDEREAU.N et al. (1998)** *Gestion du risque d'inondation et méthode Inondabilité : une perspective socio-économique.* Ingénieries – EAT – N° 14 juin 1998 – p 3 à 15
- **GILLHAM .R.W (1984).** *The capillary fringe and its effect on water table response,* J. Hydrol., 67, 307-324, 1984.
- **GRAY.M.D et al (1972).** *Manuel des principes d'hydrologie.* Comité national canadien de la décennie hydrologique internationale, Ottawa, Canada. Conseil national de recherches du Canada, Ottawa, Canada.
- **GRELOT.F et al. (2001).** *Le risque d'inondation et la prise de décision publique Rapport final* (Cemagref)

- **GUILLOT.P et DUBAND.D. (1967).** *La méthode du GRADEX pour le calcul de la probabilité des crues rares à partir des pluies.* In *Colloque International sur les crues et leur évaluation.* vol. 84, pp. 560–569. Leningrad: International Association for Hydrological Sciences.
- **GUILLOU.A et WILLEMS.P. (2006).** Application de la théorie des valeurs extrêmes en hydrologie, *Rev. Statistique Appliquée*, 2006, LIV (2), 5-31
- **HEWLETT.J.D. (1961).** *Watershed Management.* In “Annual Report 1961”, USDA Forest Service, Southeastern Forest Experiment Station, Ashville (NC, USA), 61-66.
- **HEWLETT.J.D. HIBBERT A.R.(1963).** *Moisture and energy conditions within a sloping soil mass during drainage.*J.Geophys.Res.68 (4), 1081-1087.
- **HORTON J.H, HAWKINS .RH. (1965).** *Flow path of rain from the soil surface to the water table.* Soil Sci., 100 pp. 377–383.
- **HURSH C.R. (1936).***Storm-water and absorption.* Trans. Amer. Geophys. Union, 17, 301-302.
- **HUSHER.R. (2007).** *Modélisation statistique des précipitations extrêmes.*
- **KOUIDER.A. (2003).** *Analyse Fréquentielle locale des crues au Québec (Université du Québec INRS-ETE).*
- **KOUTSOYANNIS.D. (2004).** *Statistics of extremes and estimation of extreme rainfall: II. Empirical investigation of long rainfallrecords.* Hydrological Sciences–Journal des Sciences Hydrologiques, 49(4) August 2004
- **KRIMIL FARIDA.(2008-2009)-***Essai de modélisation de la gestion du barrage de FOUM EL GHERZA (W.BISKRA).*Mémoire de fin d'études, Institut d'Hydraulique, Université de BATNA.
- **LANG.M et al, (1997)** *Échantillonnage par valeurs supérieures à un seuil : modélisation des occurrences par la méthode du renouvellement-*Revue des sciences de l'eau / Journal of Water Science, vol. 10, n° 3, 1997, p. 279-320.
- **LANG.M et al. (1998).** *Valorisation de l'information historique pour la prédétermination du risque d'inondation : application au bassin du Guiers* Ingénieries – EAT – N° 16 décembre 1998 – p 3 à 13
- **LANG.M et al. (2008).** *La méthode inondabilité : Appropriation par les hydrologues de la vulnérabilité dans le diagnostic sur le risque d'inondation.*
- **LANG.M et LAVABRE.J. (2007).** *Estimation de la crue centennial pour les plans de prévention des risques d'inondations ;* Collection Update sciences et technologies, 232 pages.
- **MARCHANDISE.A.(2007)** *Modélisation hydrologique distribuée sur le Gardon d'Anduze ;étude comparative de différents modèles pluie-débit, extrapolation de la normale à l'extrême et tests d'hypothèses sur les processus hydrologiques.*
- **MAREUIL.A. (2005).** *Impact des changements climatiques sur les crues extrêmes des rivières : Cas de la rivière de CHATAUGUAY.*
- **MC.DONNELL.J (1990).** *A rationale for old water discharge through macropore in a steep, humid catchment,* Water Resour. Res., 26, 2821-2970, 1990.
- **MEYLAN.P et al, (2012).** *Hydrologie fréquentielle: Une science prédictive.* Presses Polytechniques et Universitaires Romandes. 168 Pages.

- **MEYLAN.P et MUSY.A (1999).** *Hydrologie fréquentielle*. Editions H.G.A Bucarest, 413 pages.
 - **MULLER.A. (2006)** *Comportement asymptotique de la distribution des pluies extrêmes en France* (Université de Montpellier II).
 - **MUSY.A et HIGY.C. (1998).** *Hydrologie Appliquée*, Editions HGA, Bucarest, 365 pages.
 - **MUSY.A et HIGY.C. (2004).** *Hydrologie 1- Une science de la nature*. Lausanne presse polytechniques et universitaires Romandes. 328 pages.
 - **NADJI.H. et GALI B. (1992) -** *Étude de faisabilité de transfert des eaux d'oued Abdi vers le barrage Foum el Guerza*. Mémoire de fin d'études, Institut d'Hydraulique, Centre Universitaire de Biskra, 51 p.
 - **NAULET.R. (2002).** *Utilisation de l'information des crues historiques pour une meilleure prédétermination du risque d'inondation*. Application au bassin de l'Ardèche à Vallon Pont-d'Arc et St Martin d'Ardèche.
 - **OFFICE INTERNATIONAL DE L'EAU.** Processus hydrologiques.
 - **OUARDA T.B.M.J et al. (1998)** *Utilisation de l'information historique en analyse hydrologique fréquentielle* *Revue des sciences de l'eau - Journal of Water Science*, vol. 11, 1998, p. 41-49.
 - **OUARDA T.B.M.J. et al. (1997).** *Synthèse de modèle régionaux d'estimation de crue utilisés en France et au Québec*. *Revue des sciences de l'eau* 12/1 (1999) 155-162.
 - **OUARDA.TB.M.J et al. (2008).** *Synthèse des développements récents en analyse régionale des extrêmes hydrologiques*. *Revue des sciences de l'eau / Journal of Water Science*, vol. 21, n° 2, 2008, p. 219- 232.
 - **PETEUIL.CH et MATHYS.N. (2010).** *Prédétermination des crues sur les bassins versants torrentiels : faisabilité d'une synthèse hydrologique régionale fondée sur la prise en compte de facteurs géographiques locaux* (CEMAGREF).
 - **PICKANDS J. (1975).** *Statistical inference extreme order statistics*. *The Annals of Statistics* 3: 119–130.
 - **RAGGAD.B (2009).** *Fondements de la Théorie des Valeurs Extrêmes, ses principales applications et son apport à la gestion des risques du marché pétrolier*. *Math. Sci. hum / Mathematics and Social Sciences* (47e année, n° 186, 2009(2), p. 29-63).
 - **RAKOTOMALALA.R.** *Probabilités et statistiques* (Université lumière Lyon 2).
- REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES:**
- **REMENERIAS, G. (1976).** *Hydrologie de l'ingénieur*, Ed Eyrolles, Paris .
 - **REZGUI .Z. (2012)-** *Caractérisation des crues de l'Oued l'Abiod au droit de la retenue du barrage de FOUM EL GHERZA*. Mamoire de fin d'études, Institut d'Hydraulique, Université de Biskra.
 - **RONCALLI.T. (2002).** *Théorie des Valeurs Extrêmes ou Modélisation des évènements rares pour la gestion du risque*.
 - **SAUQUET.A. (2009).** *Analyse fréquentielle des évènements hydrologiques* (Projet Rex Hyss) Annexe Volet 3.

- **SCAROTT.C et MC DONALD.A.(2012).** *A review of Extreme Value Threshold Estimation an Uncertainty Quantification*, REVSTAT – Statistical Journal Volume 10, Number 1, March 2012, 33–60.
- **SMITH. K et PETLEY D. N. (2008).** *Technological hazards. Environmental Hazards: Assessing Risk and Reducing Disaster*. Routledge, New York.
- **TRAMBLAY.Y. (2008).** *Régionalisation des concentrations extrêmes de sédiments en suspension dans les rivières d'Amérique du Nord*. Université du Québec INRS-ETE
- **USGS.** Subcommittee on Hydrology, Hydrologic Frequency Analysis Work Group, Bulletin 17-B Guidelines for Determining Flood Frequency.
- **VAN MONTFORT, M.A.J.et WITTER, J.V. (1985).** *Testing exponentiality against generalized Pareto distribution*. J. Hydrology 78, 305-315.
- **WHIPKEY.R.Z. (1965).** *Subsurface stormflow from forested slopes*. Hydrol.Sci. Bull., 10(2), 74-85.
- **ZIMMERMAN et al. (1966).** *Tracers determine movement of soil moisture and evapotranspiration*, Science, 152, 346-347, 1966.