

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

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 :

Thèse présentée en vue de l'obtention
du diplôme de

Doctorat en Sciences en : Sciences Hydrauliques

Spécialité : Hydraulique urbaine et aménagement

Contribution à l'étude des crues de oued Abiod (Biskra).

Présentée par :

Ali HACHEMI

Soutenue publiquement le : 30 Novembre 2017

Devant le jury composé de :

BENMEBAREK	Naima	Professeur	Université de Biskra	Présidente
BENKHALED	Abdelkader	Professeur	Université de Biskra	Rapporteur
MERAGHNI	Djamel	Professeur	Université de Biskra	Examineur
HOUICHI	Larbi	Professeur	Université de Batna	Examineur
BOUTAOUTAOU	Djamel	Professeur	Université de Ouargla	Examineur
ELAHCENE	Omar	MCA	Université de Djelfa	Examineur

بسم الله الرحمن الرحيم

إلى الوالدين الكريمين. رحم الله الوالد و نفعه بما عملنا. و حفظ الله الوالدة
العزيزة و أعاننا على برها.

إلى كل العائلة الكريمة من اخوة و أخوات و أخوال و أعمام و كل الأقارب.

إلى الزوجة العزيزة و ابني معاذ الغالي.

إلى كل أصدقائي و إخوتي في الله.

إلى من فارقتنا أجسادهم و لم تفارق مخيلتنا ذكراهم.

"أهدي هذا العمل"

تشكرات

بادئ بدء احمد الله القائل في محكم تنزيهه " وَإِذْ تَأَذَّنَ رَبُّكُمْ لَئِن شَكَرْتُمْ لَأَزِيدَنَّكُمْ وَلَئِن كَفَرْتُمْ إِنَّ عَذَابِي لَشَدِيدٌ " على ان من علينا و اعاننا على اتمام هذا العمل. و اثني بالصلاة و السلام على أشرف الأنام و آله الكرام و صحبه العظام و من تبعه بإحسان الى يوم القيام.

أتقدم بالشكر الجزيل لكل من:

المشرف الاستاذ الدكتور عبد القادر بن خالد على ما بذله معي من جهد خلال تحرير هذه الرسالة و أسأل الله العظيم ان يجازيه عنا خير الجزاء.

أعضاء لجنة المناقشة الأساتذة: بن مبارك نعيمة, مرغني جمال, حويشي العربي و بوطوطا و جمال و الأحسن عمر على قبولهم مناقشة هذ العمل.

ادارة مركز البحث العلمي CRSTRA و اخص بالذكر المديرية الأخضرى فطوم على ما اتاحتها من امكانيات, خاصة ما اقتطعناه من وقت العمل لإنهاء هذه الرسالة.

كل من كان لي عوناً و سندا اخص بالذكر الاخت الكبرى "مفيدة".

كل من دعا لنا في ظهر الغيب.

A very special thanks to: Pr. María José Polo Gómez, the header of the “Grupo de Dinámica Fluvial e Hidrología” team of the university of Cordoba-Spain, Mr. Antonio Hayas and all the team members to accept me between them for more than one year and provide valuable advices and help.

ملخص

في هذه الدراسة تناولنا ظاهرة السيول في حوض الواد الأبيض الواقع بالناحية الشرقية لبسكرة التي تتميز بمناخ جاف إلى شبه جاف. من أجل ذلك قمنا بدراسة أولية لمجموع المعطيات المتعلقة بالسيول المسجلة على مستوى سد فم الخرزة خلال الفترة الممتدة من 1950 إلى 2011 و تحليل أهم خصائص مخطط السيل (هيدروغراف السيل) على غرار مدة الصعود، مدة النزول، التدفق المتوسط، التدفق الأقصى اللحظي و سرعة السيل، و ذلك من أجل تحديد أنواع مخططات السيل المسجلة، لنصل في الأخير إلى هيدروغراف نموذجي لسيول الواد الأبيض و تحديد المدة المميزة للحوض.

إن دراسة خطر السيول في منطقة معينة يتوقف بشكل أساسي على تقدير التدفق المرجعي للمشروع. من أجل ذلك استخدمنا نماذج إحصائية مختلفة. في البداية قمنا بإجراء تحليل ترددي لأقصى قيمة مسجلة سنويا (AM) و القيم المتعدية لعتبة معينة (POT) لكل من التدفق المتوسط السيل و التدفق اللحظي الأقصى للسيل. ستة قوانين شائعة الاستخدام في الهيدرولوجيا اختبرت باستخدام المعايير AIC, BIC و ADC. النتائج بينت أن قانون بيرسون نوع 3 (P3) هو الأمثل لنمذجة السلسلة (AM). في حين تم استخدام قانون باريتو المعم (GPD) لنمذجة السلسلة (POT). من ناحية أخرى تم استخدام نموذج إحصائي يأخذ بعين الاعتبار المدة المميزة للحوض (D) و المتمثل في نموذج تدفق - مدة - تردد تقاربي (QDF convergent). من أجل تحديد قيم التدفق للسيول ذات التردد النادر و الأقصى تم استخدام نموذج إحصائي هيدرومناخي و المتمثل في نموذج الانحدار الاسي للتساقط (gradient exponentiel). في الأخير تم إنشاء هيدروغراف السيل المصطنع احادي التردد (HSMF) لمدة رجوع: 10، 100، 500، و 1000 سنة و الذي يمكن استخدامه كمدخل للنمذجة الهيدروليكية في منطقة تعاني من خطر السيول الخاطفة.

الكلمات المفتاحية :

هيدروغراف السيل ; التحليل الترددي للسيول ; تدفق- مدة - تردد; Agregee Gradex ; الواد الأبيض; بسكرة.

ABSTRACT

This thesis presents the flood phenomenon in the arid to semi-arid catchment of Abiod Wadi in the area of Biskra. For this aim, flood discharge data, over the period 1950-2011, collected from Foug El Gherza station were preliminarily studied. The principal characteristics of flood hydrograph including the rising time, falling time, mean flood discharge, peak discharge and the water velocity during the flood, were analysed to identify the shape of observed flood hydrographs. At the end, representative flood hydrograph and estimate the characteristic duration of the watershed were determined.

The determination of project design flood is an indispensable task for floods risk management. Many probabilistic models were used. First, flood frequency analysis of the annual maxima (AM) and the peak over threshold (POT) series of the mean flood discharge and the instantaneous peak discharge were performed. Six distributions widely used in flood frequency analysis (FFA) were considered and compared to fit the AM series. Different models selection criteria were applied, e.g. Akaike Information Criterion (AIC), Bayesian Information Criterion (BIC) and Anderson-Darling Criterion (ADC). The results showed that the Pearson type 3 (P3) distribution is the more appropriate to fit the AM data. While the generalized Pareto distribution (GPD) was used to fit the POT data.

On the other hand, probabilistic model which takes into account the characteristic duration were used to develop flood-duration-frequency (QDF) curve, using the so-called converging model. The rare and extreme flood discharges were determined by hydro-meteorological model using the information of Exponential gradient (Gradex) of the precipitation. Synthetic Mono-Frequency Hydrograph (SMFH) was then derived. The main advantage of these hydrographs is that all the characteristics of the SMFH are related to the same return period. These design flood hydrographs can be used as input for hydraulic modelling and simulation in a region characterized by flash floods.

Key words: Flood hydrograph; Flood Frequency analysis; Flood-Duration-Frequency; Gradex Agregee; Abiod wadi; Biskra.

RESUME

Cette thèse présente l'étude du phénomène de crue dans le bassin versant aride à semi-aride de oued Abiod dans la région de Biskra. Pour ce but, des données de crues sur la période du 1950 à 2011, de la station de barrage de Foug El Gherza ont été préliminairement étudiés. Les caractéristiques principales des hydrogrammes de crue dont le temps de montée, le temps de décrue, le débit moyen de la crue, le débit de pointe de la crue et la vitesse de l'eau pendant la crue ont été analysés pour l'identification des formes des hydrogrammes de crues observés, pour déterminer à la fin un hydrogramme type des crues et estimer la durée caractéristique du bassin versant.

La détermination de la crue du projet est une tâche indispensable pour la gestion du risque des crues. De nombreux modèles probabilistes ont été utilisés. Dans un premier temps, on a effectué une analyse fréquentielle sur les maxima annuels (AM) et les valeurs supérieures à un seuil (POT) des débits moyens de crue et des débits de pointes instantanés.

Six distributions largement utilisées dans l'analyse fréquentielle (AF) ont été considérées et comparées pour l'ajustement des séries AM. Différents critères de sélection des modèles ont été utilisés : le Critère d'Information d'Akaike (AIC), le Critère d'Information Bayésien (BIC) et le Critère d'Anderson-Darling (ADC). Les résultats obtenus montrent que la distribution de Pearson type 3 (P3) est la plus appropriée pour l'ajustement des données considérées. Alors que la distribution de Pareto généralisée (GPD) a été utilisée pour l'ajustement des séries POT.

D'un autre côté, un modèle probabiliste qui prend en compte la notion de la durée caractéristique est utilisée pour la réalisation des courbes Débit-Durée-Fréquence (QDF), en utilisant le modèle convergent. Les débits des crues rares et extrêmes ont été déterminés par le modèle Gradex. L'Hydrogramme Synthétique Monofréquence (HSMF) a été ensuite dérivé pour des périodes de retours de 10, 100, 500 et 1000 ans. L'avantage principal de ces hydrogrammes est que toutes les caractéristiques de l'HSMF sont liées à la même période de retour. Ces hydrogrammes de crue de projet peuvent être utilisés comme entrée pour la modélisation et la simulation hydraulique dans une région où se manifestent les crues éclair.

Mots clés : Hydrogramme de crue ; Analyse fréquentielle des crues; Débit-Durée-Fréquence; Gradex Agregée ; oued Abiod; Biskra.

Sommaire

ملخص.....	I
ABSTRACT.....	II
RESUME.....	III
<i>Sommaire</i>	IV
<i>Liste des figures</i>	VII
<i>Liste des tableaux</i>	X
Introduction générale.....	1
1. Généralités sur les crues.....	4
1.1 Définition de crue.....	4
1.2 Processus de genèse des crues.....	7
1.2.1 Écoulement de surface ou le ruissellement (<i>Overland Flow</i>).....	8
1.2.1.1 Écoulement Hortonien (<i>Hortonian Overland Flow</i>).....	8
1.2.1.2 Écoulement sur surface saturé. (<i>Saturation excess Overland Flow</i>).....	10
1.2.2 Écoulement de subsurface (<i>Subsurface flow, Throughflow, interflow</i>).....	12
1.2.2.1 Effet piston. (<i>translatory flow</i>).....	13
1.2.2.2 Écoulement par macropores (<i>macropores flow</i>).....	13
1.2.2.3 Intumescence de la nappe (<i>groundwater ridging</i>).....	14
1.2.2.4 Écoulement de retour (<i>return flow</i>).....	15
1.2.3 Écoulement souterrain (<i>Groundwater Flow</i>).....	15
1.3 Conclusion.....	16
2. Etat de l'art de la modélisation hydrologique.....	17
2.1. Définition de modèle.....	17
2.2. Typologie des modèles.....	17
2.3. Présentation des modèles utilisés.....	19
2.3.1. Analyse fréquentielle locale.....	23
2.3.1.1 Échantillonnage.....	23
a. Échantillonnage par maxima annuel.....	23
b. Échantillonnage par valeurs supérieurs à un seuil.....	24
2.3.1.2 Caractérisation de l'échantillon.....	24
a. Indicateurs de localisation.....	24
b. Indicateurs de dispersion.....	24
c. Indicateurs de forme.....	25

2.3.1.3	Vérification des hypothèses de base	26
a.	Test d'homogénéité de Wilcoxon	26
b.	Test de stationnarité	26
c.	Test d'indépendance de Wald-Wolfowitz	30
2.3.1.4	Détermination des quantiles	30
a.	Propriétés probabilistes des échantillons.....	30
b.	Choix du seuil.....	34
c.	Choix de la loi la plus adaptée	35
d.	Estimation des paramètres des distributions	36
e.	Tests de validation d'un modèle probabiliste.....	39
2.3.2.	Méthode QDF convergeant	40
2.3.3.	Méthode du Gradex	42
2.4.	Conclusion	45
3.	Présentation de la zone d'étude.....	47
3.1.	Modèle Numérique de Terrain	48
3.2.	Altimétries et pentes du bassin versant.....	48
3.3.	Indice d'humidité topographique.....	51
3.4.	Couvert végétal et occupation de sol	51
4.	Hydro-pluviométrie du bassin versant de oued Abiod	53
4.1.	Pluviométrie du bassin.....	53
4.1.1.	Présentation et analyse des données	53
4.1.2	Variabilité temporelle des pluies.....	56
4.1.3.	Tendance des pluies.....	58
4.2.	Hydrologie du bassin	61
4.2.1.	Analyse de la chronique des débits	61
4.2.2	Analyse des hydrogrammes de crues observées	69
4.2.2.1	Analyse du temps de montée et la durée totale de la crue	72
4.2.2.2	Analyse de la vitesse de montée des eaux durant les crues	74
4.2.2.3	Analyse du coefficient de pointe	76
4.2.2.4	Analyse de la durée caractéristique des crues.	76
4.2.2.5	Analyse de la forme des hydrogrammes des crues.....	77
4.2.2.6	Hydrogramme type et durée caractéristique du bassin de oued Abiod	83
4.3	Conclusion	84

5	Modélisation probabiliste des crues de oued Abiod	86
5.2	Analyse fréquentielle locale des débits de crue	86
5.2.2	Echantillon par maxima annuel	86
5.2.2.1	Caractérisation de l'échantillon	86
5.2.2.2	Vérification des hypothèses de base	89
5.2.2.3	Choix de la loi probabiliste, estimation des paramètres et ajustement de model89	
5.2.3	Echantillon des valeurs supérieur à un seuil (POT)	93
5.2.3.1	Choix de seuil	94
5.2.3.2	Caractérisation de l'échantillon, estimation des paramètres et ajustement du model GPD	95
5.3	Modèle <i>QDF</i> local convergeant.....	101
5.3.2	Chois de la loi de probabilité et génération du modèle <i>QDF</i>	102
5.4	Extrapolation par la méthode du Gradex Agregée	105
5.5	Synthèse des quantiles obtenus par les différentes approches.....	109
5.6	Construction d'un hydrogramme de projet <i>HSMF</i>	111
5.7	Conclusion	112
	Conclusion générale	114
	Références bibliographiques	117

Liste des figures

Figure 1.1: Transformation de la pluie brute en hydrogramme de crue.....	5
Figure 1.2 : Exemple d'un hydrogramme de crue et quelques variables caractéristiques.	6
Figure 1.3: Schématisation des processus de genèse des crues (Tarboton, 2003).	7
Figure 1.4: Processus de génération d'écoulement par dépassement de la capacité d'infiltration ainsi que sur surfaces saturées. (Inspiré de (Tarboton 2003 ; Musy 2005)).....	8
Figure 1.5: Evolution de la capacité d'infiltration d'un sol au cours d'une averse (Tiré de Musy et Soutter (1991)).	9
Figure 1.6: Stades de dégradation de la surface du sol d'après Boiffin (1984).	9
Figure 1.7: Variation saisonnière des surfaces saturées dans un bassin versant (Walter <i>et al.</i> , 2000).....	11
Figure 1.8: Suivi de l'évolution des surfaces saturées au cours d'un épisode pluvieux dans un petit bassin versant japonais de 2.2 hectares (Tanaka <i>et al.</i> , 1988).....	11
Figure 1.9: Décomposition isotopique de l'hydrogramme de la crue du 26 octobre 1981 d'un sous bassin de la Solenzara en Corse : 29 hectares, coefficient d'écoulement de 1.5% (Loye-Pilot et Jusserand, 1990).....	12
Figure 1.10 : Chemins d'écoulement par macropore dans un sol près d'Ithaca, New York, USA	14
Figure 1.11: Schématisation du phénomène d'intumescence de nappe.	15
Figure 2.1 : Schéma de principe de l'échantillonnage des valeurs maximales annuelles et des valeurs supérieures à un seuil.....	23
Figure 2.2: Schéma représentatif de boîte à moustache (Boxplot).	25
Figure 2.3: Hypothèse de convergence des distributions : affinité du modèle convergent (Javelle <i>et al.</i> , 2002b).	40
Figure 2.4: Différents Domaines du modèle Agregée (Margoum <i>et al.</i> , 1994).	44
Figure 3.1: Présentation du bassin versant de oued Abiod.	47
Figure 3.2: MNT du bassin versant de oued Abiod.	48
Figure 3.3: Courbe hypsométrique du bassin versant de oued Abiod.....	49
Figure 3.4: Carte de répartition des altitudes du bassin de oued Abiod.....	50
Figure 3.5: Carte des classes des pentes.....	50
Figure 3.6: Carte d'indice d'humidité topographique.	51
Figure 3.7: Carte de l'occupation du sol. (<i>Source : extraite de la carte de l'occupation des sols des wilayas du nord de l'Algérie. Inventaire forestier nationale année 2009</i>).....	52
Figure 4.1: Loi de pluviosité du bassin de oued Abiod.....	54
Figure 4.2: Matrice de corrélation des courbes de double cumul.	56
Figure 4.3: Série temporelle des pluies journalières.	56
Figure 4.4: Variabilité mensuelle des précipitations.	57
Figure 4.5: Variabilité saisonnière des précipitations.	58
Figure 4.6: Variabilité interannuelles des précipitations.....	59
Figure 4.7: Variabilité interannuelle des précipitations journalières maximales.	60
Figure 4.8: Courbes hauteur-volume du barrage de Foug El Gherza.....	64
Figure 4.9: Séries temporelles brutes des débits des événements observés au droit du barrage de Foug El Gherza (1951-2012). a) débits de pointe. b) débits moyens.	66

Figure 4.10: Chroniques corrigées des débits des évènements observés à la station de Foug El Gherza (1951-2012). a) débits de pointes. b) débits moyens.	67
Figure 4.11: Variabilité interannuelle des débits.....	68
Figure 4.12: Exemple d'hydrogrammes observés au niveau du barrage de Foug El Gherza.	70
Figure 4.13: Exemple de crues simples.....	71
Figure 4.14: Exemples de crues complexes.	71
Figure 4.15: Histogramme du temps de montée et du temps de base.	72
Figure 4.16: Confrontation chronique des débits - Histogramme du temps de montée et du temps de base.	73
Figure 4.17: Fréquence des classes de vitesse des crues.....	75
Figure 4.18: Variation des vitesses des eaux durant les crues.	75
Figure 4.19: Variation du rapport Q_{max}/Q_{moy}	76
Figure 4.20: Variation de la durée caractéristique des crues.....	77
Figure 4.21: Hydrogrammes des Crues sélectionnées normalisées par le débit de pointe.....	78
Figure 4.22 (a) : Types d'hydrogramme de crue de oued Abiod.	80
Figure 4.23: Hydrogramme de crue du 28 au 31 Octobre 2011.....	83
Figure 4.24: Hydrogramme moyen type de oued Abiod.....	84
Figure 5.1: Séries temporelles des débits des évènements observés à la station de Foug El Gherza (Période 1951-2012).	86
Figure 5.2: Chroniques des maxima annuels : (a) débits de pointe ; (b) débits moyens.....	87
Figure 5.3: Histogramme et box plot des maxima annuels des débits instantanés et des débits moyens.	88
Figure 5.4: Comparaison des méthodes d'estimation de paramètres de distribution pour la série QIX.	91
Figure 5.5: Comparaison des méthodes d'estimation de paramètres de distribution pour la série VMX.	92
Figure 5.6: Ajustement d'un modèle P3-LM aux données de oued Abiod.....	93
Figure 5.7: Plot des moyennes quadratiques des excès (MRLP).	94
Figure 5.8: Stabilité des paramètres de la loi GPD.	95
Figure 5.9: Chroniques des POT des débits moyens (V_{pot}) et des débits de pointe instantanés (Q_{pot}).	96
Figure 5.10: Histogramme et box plot des (V_{pot}) et des (Q_{pot}).....	97
Figure 5.11: Comparaison des méthodes ML, LM et MOM d'estimation des paramètres de la loi GPD pour V_{pot}	99
Figure 5.12: Comparaison des méthodes ML, LM et MOM d'estimation des paramètres de la loi GPD pour Q_{pot}	100
Figure 5.13: Ajustement d'un modèle GPD-ML aux données POT de oued Abiod.....	101
Figure 5.14: Estimation de la durée caractéristique par la méthode de socose.	102
Figure 5.15: Box plot des débits maximaux annuels pour différentes durées (d).	102
Figure 5.16: Comparaison des lois de probabilité.	103
Figure 5.17: Courbes QDF convergeant à oued Abiod.	104
Figure 5.18: Courbes IDF de la pluie moyenne à oued Abiod.....	106
Figure 5.19: Variabilité du rapport d'affinité (r).....	108

Figure 5.20: Courbes QDF de oued Abiod extrapolées par la méthode du Gradex esthétique	108
Figure 5.21: Courbes QDF de oued Abiod issues de la combinaison du modèle QDF convergeant (P3-ML) et du Gradex esthétique.	111
Figure 5.22: Hydrogrammes du projet (<i>HSMF</i>) de oued Abiod.	112

Liste des tableaux

Tableau 2.1: Valeurs critiques de la statistique Z de Buishand (1982).....	29
Tableau 2.2: Fonctions de densité de probabilité de quelques distributions de probabilité courantes (extrait de (Chow <i>et al.</i> , 1988; Vivekanandan, 2014))	33
Tableau 3.1: Répartition des classes des pentes de oued Abiod	49
Tableau 4.1: Caractéristiques des stations pluviométriques de oued Abiod.....	54
Tableau 4.2: Résultats d'analyse de rupture dans les séries pluviométriques annuelles.....	59
Tableau 4.3: Résultats d'analyse des ruptures dans les séries des pluies journalières maximales.....	60
Tableau 4.4: Observations sur quelques crues de la période du 1935 à 1950 (Dubief, 1953). 61	
Tableau 4.5: Observations sur la crue de 06/09/1953 (ANBT ,2008).....	62
Tableau 4.6: Observations sur la crue du 05-06/12/2004 avec un rapport complémentaire (ANBT ,2008).	63
Tableau 4.7: Résultats d'analyse de rupture dans les séries des débits journaliers maximaux. 69	
Tableau 5.1: Statistique descriptive de base des chroniques de débit.....	88
Tableau 5.2: Résultats de vérification des hypothèses de base.	89
Tableau 5.3: Tests de sélection de loi de probabilité.	89
Tableau 5.4: Comparaison entre les méthodes MOM, ML et LM d'estimation des paramètres de la loi P3.....	90
Tableau 5.5: Comparaison entre les méthodes MOM, ML et LM d'estimation des paramètres de la loi P3 pour $T \geq 5$ ans.	93
Tableau 5.6: Statistique descriptive de base des chroniques de débit.....	96
Tableau 5.7: Résultats de vérification des hypothèses de base.	98
Tableau 5.8: Comparaison entre les méthodes MOM, ML et LM d'estimation des paramètres de la loi GPD.	98
Tableau 5.9: Résultats de vérification des hypothèses de base.	103
Tableau 5.10: Résultats des tests de sélection de loi de probabilité.....	103
Tableau 5.11: Paramètres de la loi P3.	104
Tableau 5.12: Valeurs de l'exposant climatique des stations pluviométriques.....	106
Tableau 5.13: Valeurs du Gradex des pluies et des débits (mm).	107
Tableau 5.14: Synthèse des débits obtenus par les différents modèles utilisés pour oued Abiod.....	109
Tableau 5.15: Quantiles de débits de crue issus du modèle QDF convergeant (P3-ML) et de la formulation du Gradex esthétique (Oued Abiod).....	110

Liste des symboles et des abréviations

Agregee	Adaptation du modèle du Gradex à toutes crues Rares et Extrêmes par Généralisation de ses Estimateurs Élémentaires
ASTER	Advanced Spaceborne Thermal Emission and Reflection Radiometer
ANBT	Agence national des barrages et transfères
ANAT	Agence Nationale d'Aménagement du Territoire
ANRH	Agence nationale des ressources hydrauliques
AF	Analyse fréquentielle
RXd	Coefficient d'affinité
ADC	Critères d'Anderson-Darling
BIC	Critères d'information Bayésien
AIC	Critères d'information d'Akaike
Q	Débit (m^3/s)
Q _p	Débit de pointe (m^3/s)
VCXd	Débit moyen caractéristique maximal sur une durée continue (m^3/s).
QCXd	Débit seuil caractéristique maximal sur une durée continument atteint ou dépassé sur une durée d (m^3/s).
QDF	Débit-durée-fréquence
QIX	Débits instantanés maximaux (m^3/s)
VMX	Débits moyens maximaux (m^3/s)
D	Durée caractéristique (heure)
d	durée de crue (heure)
σ	Ecart type
EDF	Electricité de France
PDF	Fonction de densité de probabilité
Gradex	Gradient des valeurs extrêmes
HSMF	Hydrogramme synthétique monofréquence
H ₀	Hypothèse nulle
TWI	Indice d'humidité topographique
GPA	Loi de Pareto généralisée
EV1	Loi des valeurs extrêmes type I (Gumbel)
EV2	Loi des valeurs extrêmes type II (Fréchet)
EV3	Loi des valeurs extrêmes type III (Weibull)
EXP	Loi exponentiel
GAM	Loi gamma
GEV	Loi général des valeurs extrêmes
LN	Loi log-normal
LP3	Loi log-Pearson type III
NOR	Loi normal
P3	Loi Pearson type III
AM	Maxima annuels
ML	Maximum de vraisemblance
LM	Méthode des L-moments
MOM	Méthode des moments
PWM	Méthode des moments pondérés
MNT	Modèle numérique de terrain
μ	Moyenne

γ	Paramètre de forme
β	Paramètre de position
λ	Paramètre d'échelle
T	Période de retour (ans)
IDW	Pondération par l'inverse de la distance
Biais	Pourcentage du biais du modèle
RMSE	Racine carrée de l'erreur quadratique moyenne
SCET	Société centrale pour l'équipement du territoire
AD	Test d'Anderson-Darling
W^2	Test de Cramer-Von Mises
KS	Test de Kolmogorov-Smirnov
POT	Valeurs supérieures à un seuil
σ^2	Variance
V	Volume (hm ³)
WMO	World meteorological organisation

Introduction générale

L'eau source de vie, mais elle peut être aussi source de l'une des catastrophes naturelles les plus aggravantes dans le monde suite à des événements des crues extrêmes (Carpenter *et al.*, 1999). De nombreuses ruptures de barrages sont dues à une capacité insuffisante de l'évacuateur de crue, soit 41% de la totalité des barrages à travers le monde :
Barrage

de Noppikoski en suède, Barrage de Spitskop en Afrique du sud (Touaïbia, 2004). En effet, l'étude des crues suscite de plus en plus d'intérêt dans le domaine des sciences de l'eau. L'intérêt de ce sujet est plus particulier dans les régions arides et semi-arides où le climat est généralement sec à peu pluvieux. Malgré cela, les bassins de ces régions sont caractérisés par des phénomènes de ruissellement très important et alimentent un réseau des oueds très actifs. L'activité de ces oueds est loin d'être négligeable tant au point de vue de la fréquence des crues que de l'importance quantitative de celles-ci. Des écoulements exceptionnels et surprenant par leur ampleur sont observées dans les cours d'eau de ces régions (Dubief 1953; Benkhaled *et al.* 2013; Rezghi 2013)

L'oued Abiod est un exemple très intéressant de par les études et écrits qui ont été faits durant la période coloniale et l'après indépendance. L'oued prend sa source dans le massif des Aurès et débouche dans la plaine Saharienne. Le barrage de Fom El Gherza est un barrage construit à la fin des années 1940 sur les rives de l'oued Abiod. Actuellement, il est envasé au 2/3 de sa capacité (Tebbi *et al.*, 2009; Tebbi, 2014) et présente de sérieux problèmes de fuites d'eau (Toumi et Remini, 2004). Le risque crue, est considéré comme risque majeur pour ce barrage.

Durant les dernières décennies, des événements hydrologiques extrêmes se sont produits sur l'oued Abiod (crue d'Octobre 1966, Septembre 1989, Avril 2004 et Mai 2006, Octobre 2011). Les fonds d'archives contiennent des informations exploitables sur le plan hydrologique, comme par exemple les fortes crues de Septembre 1902 et juin 1920 (Dalloni, 1939; Duquesnoy, 1949). Durant cette période, étant loin de la mesure de débits de cet oued, on ne pouvait faire qu'une estimation de l'amplitude de la crue.

Un premier enjeu de l'étude des crues de oued Abiod est d'élargir le champ chronologique d'analyse en recueillant les informations sur les événements majeurs ayant déjà eu lieu dans le passé. Or, on est le plus souvent confronté à l'insuffisance de données sur le site d'étude, en particulier dans les régions arides et semi arides. Cette situation a conduit les hydrologues en collaboration avec les historiens d'exploiter un type d'informations

complémentaires, à savoir : l'approche historique ou autrement l'utilisation des données historiques pour la reconstitution des crues dans le passé (Lang et Lavabre, 2007).

L'utilisation des relevés de niveau d'eau dans la retenue du barrage de Foum El Gherza, pour pallier l'insuffisance du réseau hydrométrique, constitue une possibilité non négligeable d'accroissement de l'information concernant les crues. La reconstitution des données soulève des difficultés liées à sa complexité, mais aussi aux services producteurs de données. Les sources documentaires consultées ne fournissent parfois, pas les mêmes chiffres pour un même évènement de crue.

Il s'agit d'analyser pour chaque crue les différentes informations disponibles sur les hauteurs d'eau atteintes.

Le deuxième enjeu dans cette étude est la modélisation des débits de crue de l'oued Abiod. Les dernières décennies ont connu un développement sans précédent dans la modélisation hydrologique et la prévision de crue (Sivakumar et Berndtsson, 2010), avec l'observation que les pertes économiques causées par des crues extrêmes ont considérablement augmenté (Munich Re, 2005). Les modèles hydrologiques permettent à l'hydrologue ou l'ingénieur à réduire la complexité des systèmes physiques à des composants et de faire des prédictions du comportement hydrologique dans un sens déterministe ou probabiliste (Haan *et al.*, 1982). En général, plus la quantité d'informations explicatives intégrées dans le modèle et la quantité d'informations contenues dans la sortie du modèle augmente, la complexité du modèle et l'incertitude associée à la sortie du modèle augmente aussi. Naef (1981) montre que les modèles simples donnent des résultats satisfaisants ; cependant, ni les modèles simples ni les plus complexes ne sont exempts d'échecs dans certains cas parce qu'aucun d'entre eux ne décrit le processus pluie-écoulement de façon adéquate. En plus, on ne peut pas prouver que les modèles complexes donnent de meilleurs résultats que les modèles simples. Masson (1992) a considéré qu'en hydrologie il n'y a pas d'autre approche réaliste qu'une approche statistique, comme pour l'étude de la turbulence en hydraulique. La tâche du modélisateur consiste à choisir le modèle qui répond le plus fidèlement possible à la problématique posée tout en gardant le modèle le plus simple possible. Le plus important pour chaque type des modèles est de comprendre sa capacité à représenter la réalité et sa limite d'application.

Si ces phénomènes exceptionnels sont suffisamment étudiés sous certains climats tempérés, il n'en n'est pas de même pour les climats à déficit hydrique et notamment dans les pays en voie de développement (Touaïbia, 2004). Partant des données mesurées ou reconstituées, il s'agira dans cette phase de modéliser les débits de crue de l'oued Abiod selon différentes approches.

L'estimation des quantiles de débits de fréquences rares et exceptionnelles repose généralement sur un échantillon d'observation trop court pour contenir des valeurs extrêmes. Les différentes méthodes développées pour l'estimation des valeurs extrêmes reposent donc toutes sur une extrapolation de modèles calés sur des événements plus ou moins courants.

Une façon de modélisation est d'effectuer une analyse fréquentielle des débits de pointes des crues sur un certain nombre d'années d'observation. L'objectif principal de l'analyse fréquentielle des crues est donc d'établir une relation entre la magnitude des crues (Q) et l'intervalle de récurrence ou période de retour (T). Deux types de données des débits de pointe sont couramment utilisés pour l'analyse de la fréquence des crues, à savoir le maximum annuel (AM) et les valeurs supérieures à un seuil (POT) (Hosking et Wallis, 1987; Madsen *et al.*, 1997).

D'autres méthodes plus opérationnelles, fortement ancrées dans la pratique d'ingénierie exploite la forte liaison entre les pluies rares et extrêmes et les crues rares et extrêmes, la méthode du Gradex (Guillot et Duband, 1967) et les modèles Qdf (Galéa et Prudhomme, 1997; Javelle, 2001; Lang et Lavabre, 2007) seront testées pour la modélisation des crues de oued Abiod.

Une comparaison entre les résultats obtenus par les différentes modèles en termes d'estimation des quantiles de débits sera effectuée.

Dans le premier chapitre de cette thèse, nous donnerons des généralités sur les processus hydrologiques à l'origine de la formation des crues. Un état de l'art sur les différentes modèles hydrologiques est présenté dans le second chapitre, nous présenterons les différentes classifications des modèles hydrologiques et la procédure de modélisation, ensuite nous nous intéressons au quelques méthodes probabiliste et hydrométéorologiques; à savoir: l'analyse de l'hydrogramme, Qdf, Gradex, et l'analyse fréquentielle des maximums annuel (AM) et les valeurs supérieures à un seuil (POT). Dans le troisième chapitre, nous exposeront la région d'étude et les données hydro-pluviométriques disponibles. Tout d'abord une critique et analyse des données sera effectuée. L'application des modèles probabilistes présentés ainsi que la comparaison des résultats obtenus fera l'objet du dernier chapitre.

1. Généralités sur les crues

L'hydrologie est la science qui traite de la présence et de la distribution des eaux sur la terre, avec leurs propriétés chimiques, biologiques et physiques, et de leur interaction avec l'environnement physique (OMM, 1994). Chow *et al.*, (1988) déclare que l'hydrologie est un sujet de grande importance pour la santé humaine et l'environnement, qui traite toutes les phases de l'eau terrestre. Il a de nombreuses utilisations pratiques telles que la conception et le fonctionnement de la structure hydraulique, l'approvisionnement en eau, les eaux usées, l'irrigation, lutte contre les inondations, l'érosion et la sédimentation, réduction de la pollution et ainsi de suite (McCuen, 1998; Jajarmizadeh *et al.*, 2012). L'estimation de débit de crue d'un cours d'eau a toujours été un problème central en hydrologie et demeure à ce jour. L'analyse des principaux processus de formation des crues est très importante pour une évaluation fiable des crues. Il a été reconnu que l'écoulement de l'eau dans le milieu naturel est un processus très complexe et difficile à comprendre. Cela est dû à la variété et l'hétérogénéité des milieux dans lesquels l'eau se déplace.

Dans les régions arides, l'étude des débits de crues est de très grande importance de fait que les ressources hydriques sont vulnérables et les crues sont généralement rares mais souvent catastrophiques. La formation d'une crue provient de deux phénomènes successifs : la précipitation puis le transfert de ces précipitations de l'ensemble de bassin versant vers les réseaux hydrographiques par différents processus hydrologiques. Mais avant de parler des mécanismes et les processus de formation de crue, il est nécessaire de savoir c'est quoi une crue.

1.1 Définition de crue

Dans la littérature spécifique il existe plusieurs définitions de la notion de crue (Hingray *et al.*, 2009; Laborde, 2009; WMO, 2012; Ancey, 2016). En général, une crue est définie comme une ou plusieurs augmentation rapide et exceptionnelle du débit de cours d'eau pendant une durée déterminée durant laquelle le débit dépasse un certain multiple du débit moyen annuel, suivie d'une décrue jusqu'à un niveau de débit voisin de celui de départ. La crue est simple si elle présente une seule pointe et complexe si elle présente plusieurs pointes. La crue doit être distinguée de l'inondation. L'inondation correspond au débordement des eaux hors du lit mineur en rivière ou des berges d'un lac. Une crue ne conduit pas nécessairement à une inondation (Hingray *et al.*, 2009).

Pour caractériser un épisode de crue, il existe un grand nombre de variables-clefs dont les valeurs conditionnent la sévérité des crues :

1. Le débit de pointe de crue Q_p (m^3/s);
2. La durée caractéristique D durant laquelle le débit reste supérieur à $Q_p/2$;
3. le volume V ruisselé ;
4. La vitesse d'écoulement (m/s) ;
5. La fréquence d'apparition.

La transformation des précipitations en débit de crue comportent généralement deux étapes (Figure 1.1) :

1. La transformation du volume précipité lors d'une averse, en volume d'eau ruisselé lors de la crue ; c'est l'objectif de ce que l'on peut appeler la *fonction de production*.
2. La répartition du volume ruisselé dans le temps pour obtenir l'hydrogramme de crue ; c'est l'objectif de la *fonction de transfert*.

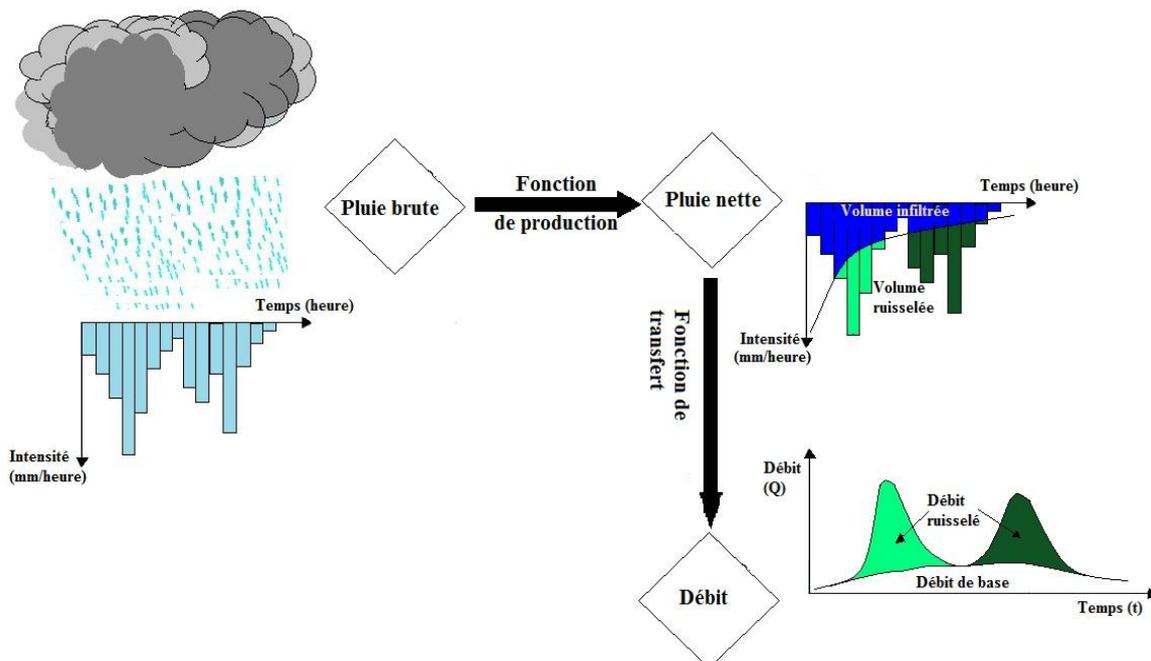


Figure 1.1: Transformation de la pluie brute en hydrogramme de crue.

La représentation graphique de l'évolution du débit Q en fonction du temps t constitue un hydrogramme de crue.

Le rendement global (le rapport du volume de crue au volume de pluies), et la forme de l'hydrogramme sont généralement liés aux caractéristiques suivantes :

1. Caractéristiques des orages (intensité, la durée, distribution, direction, etc.) ;
2. Conditions météorologiques (température, humidité, vitesse de vent, etc.) ;
3. Caractéristiques de bassin versant (surface, pente, topographie, géologie, hydrogéologique, occupation de sol, couvert végétale, etc.).

La surface d'un hydrogramme peut être divisée en deux parties (figure 1.2) :

1. La partie inférieure de l'hydrogramme représente le débit écoulé dans le cours d'eau même sans précipitation, c'est le débit de base. Il est la composante du débit produite par vidange des nappes souterraines ou du stock neigeux, ce débit est relativement peu variable.
2. La partie supérieure de l'hydrogramme représente les débits liés aux écoulements de surface produit par des processus physique de nature différente suite à un évènement de pluie.

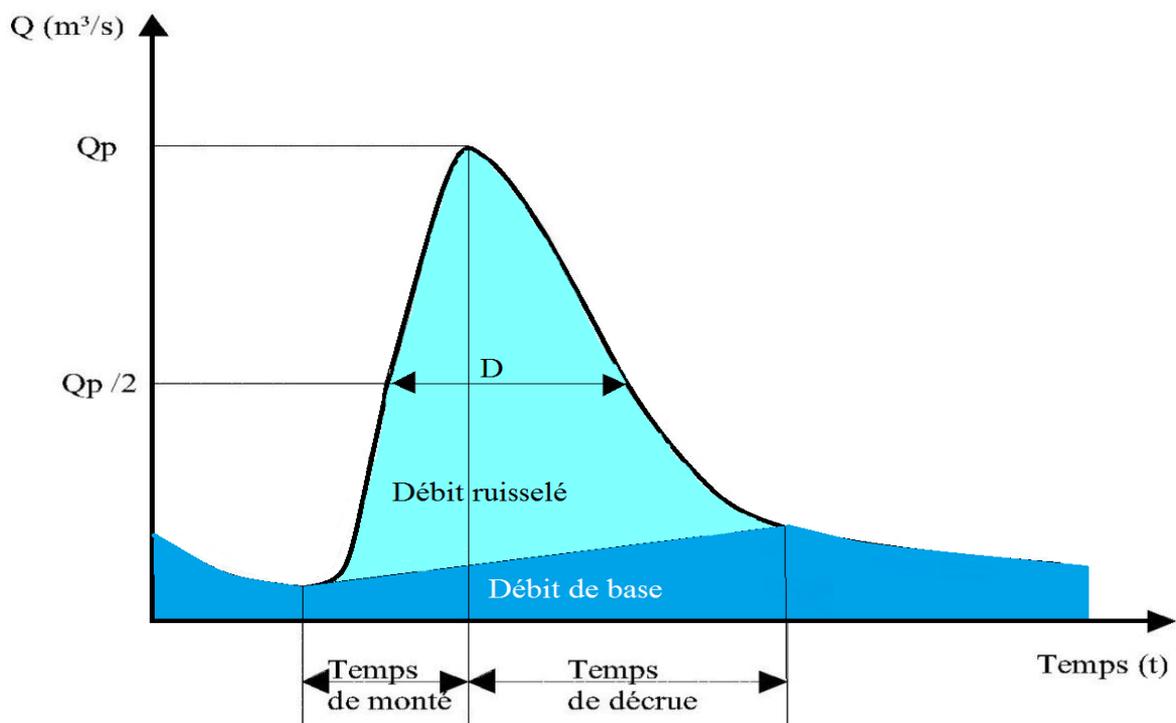


Figure 1.2 : Exemple d'un hydrogramme de crue et quelques variables caractéristiques.

Compte tenu de la diversité des variables hydrologiques, Il est nécessaire de définir trois types de débits (Margoum *et al.*, 1994; Ouarda *et al.*, 1999):

- $VCXd$: débit moyen (volume) caractéristique maximal sur une durée continue ;
- $QCXd$: débit seuil (Q) caractéristique maximal, continûment atteint ou dépassé sur une durée d ;
- QIX : les deux dernières définitions se rejoignent pour une durée nulle. On parle alors de QIX (débit (Q) instantané maximal).

1.2 Processus de genèse des crues

Les crues sont le fait de plusieurs processus simultanés dont l'importance relative varie en fonction des différentes conditions rencontrées sur le terrain. Dans la littérature plusieurs processus sont discutés. Selon Chow *et al* (1988), trois chemins de genèses des écoulements dans les cours d'eau peuvent être distingués à l'échelle locale: l'écoulement de surface (ruissellement), écoulement de subsurface et écoulement souterrain. La figure 1.3 présente une schématisation de ces divers processus.

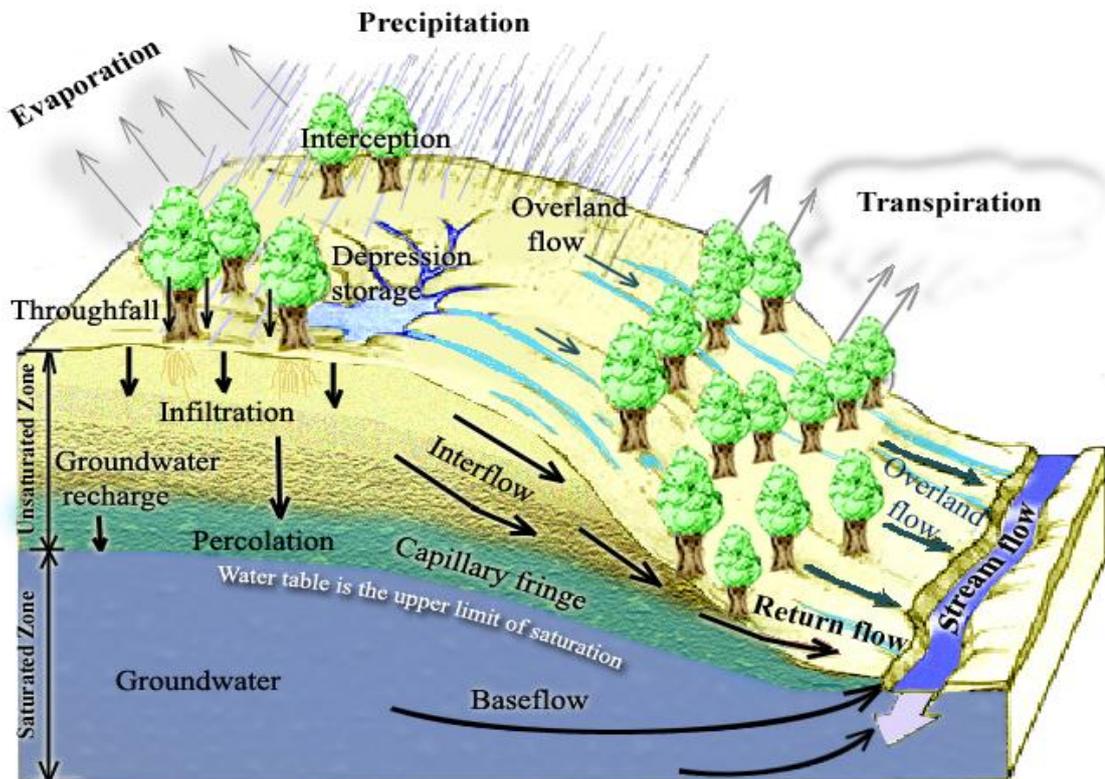


Figure 1.3: Schématisation des processus de genèse des crues (Tarboton, 2003).

1.2.1 Écoulement de surface ou le ruissellement (*Overland Flow*)

Le ruissellement constitue la part de la pluie qu'échappe à l'infiltration et à l'évapotranspiration et qui ne s'accumule pas à la surface mais qui s'écoule dans le sens de la pente et qui se concentre en rigoles et torrents (Castany, 1967; Hillel, 1974). Il existe deux types d'écoulement de surface: l'écoulement Hortonien ou par dépassement de la capacité d'infiltration du sol et l'écoulement sur surface saturée (figure 1.4).

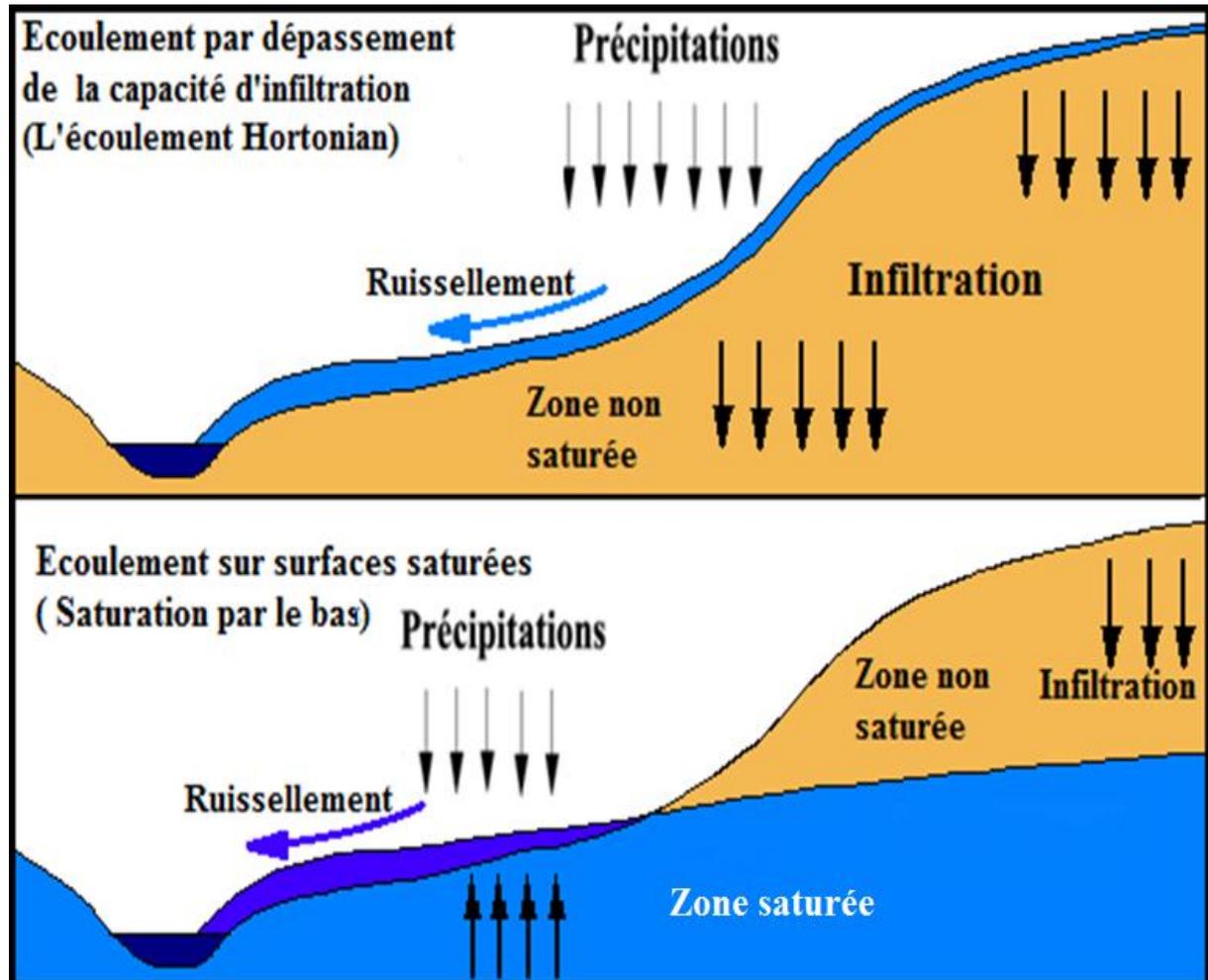


Figure 1.4: Processus de génération d'écoulement par dépassement de la capacité d'infiltration ainsi que sur surfaces saturées. (Inspiré de (Tarboton 2003 ; Musy 2005)).

1.2.1.1 Écoulement Hortonien (*Hortonian Overland Flow*)

La première théorie physique de genèse des crues a été développée par Robert Horton (1875-1945). Horton (1933) a supposé que l'écoulement de surface se produit lorsque l'intensité de pluie dépasse la capacité d'infiltration de sol. Ces capacités d'infiltration évoluant en fonction du degré de saturation des sols selon une fonction exponentielle décroissante au cours d'un événement (figure 1.5).

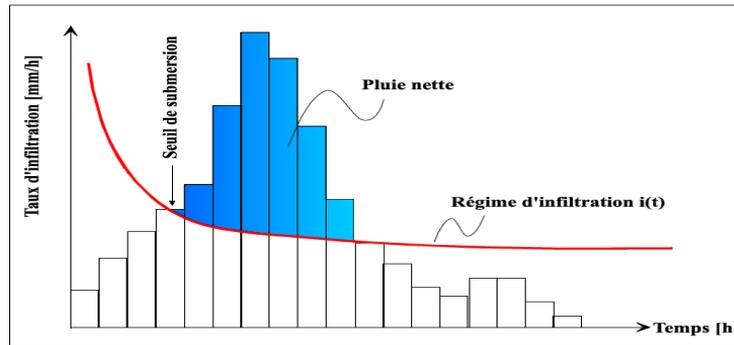


Figure 1.5: Evolution de la capacité d'infiltration d'un sol au cours d'une averse (Tiré de Musy et Soutter (1991)).

Sur les versants naturels et dans des conditions des pluies typiques, le ruissellement a une profondeur de 2 mm et une vitesse inférieure à $0,1 \text{ m s}^{-1}$ (Dingman, 2002).

Le modèle de Horton peut être appliqué surtout dans le cas des bassins versants en climat aride et semi-aride avec des sols peu filtrants soumis à des pluies intenses (Peugeot *et al.*, 1997; Esteves *et al.*, 2000). Dans ces zones où les sols sont généralement peu ou mal couverts par la végétation, le ruissellement direct peut se produire par fermeture de la porosité de la surface du sol ou la battance. On entend par battance la réduction des capacités d'infiltration des sols liée à la déstructuration sous la forme d'«organisations pelliculaires superficielles» et à la compaction de sa couche superficielle sous l'effet de l'impact des gouttes de pluie (figure 1.6). Le sol passe d'un état meuble et poreux à un état plus compact. La couche superficielle forme une croûte de battance qui diminue considérablement la perméabilité du sol. Ce n'est pas la conductivité hydraulique du sol qui constitue la limite à l'infiltration mais celle de la couche de surface, qui peut se modifier très rapidement (Cosandey et Didon-Lescot, 1990). Ceci conduit à une intensification du ruissellement.

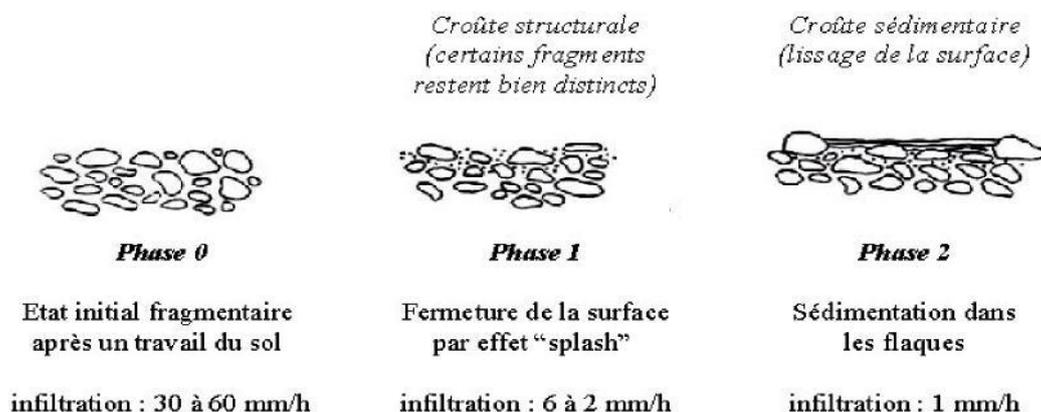


Figure 1.6: Stades de dégradation de la surface du sol d'après Boiffin (1984).

Boiffin (1982) a étudié les stades de dégradation d'un sol ; il estime que la capacité d'infiltration d'un sol initialement de 30 à 60 mm/h peut atteindre 2 à 6 mm/h une fois que l'effet splash a formé la croûte de battance (Figure 1.6).

L'hypothèse de Horton était extrêmement importante dans l'hydrologie puisqu'elle représente la première tentative sérieuse pour comprendre les processus de genèses des crues qui conduit à l'hydrogramme de crue (Davie, 2008). Betson (1964), et sur la base du processus Hortonien, a développé le concept des zones partielles (*partial area concept*), il affirme que le ruissellement n'est souvent actif que sur une partie du bassin. Selon la localisation de cette zone, l'eau ruisselée pourra, soit participer aux débits de crue, ou bien s'infiltrer plus en aval sur le versant.

Des travaux de recherche dans les régions humides, comme celui de Hursh (1944) mettant en doute le processus hortonien. D'une part, le ruissellement superficiel direct est rarement observé et s'il existe, il est localisé du fait de l'hétérogénéité spatiale de la pluie et des propriétés intrinsèques du sol. Selon Freeze (1974), le ruissellement "hortonien" n'est susceptible d'apparaître que sur moins de 10 % de la surface totale d'un bassin versant, généralement de 1 à 3%, et seule une proportion assez limitée des pluies incidentes ne s'infiltrer pas et ruisselle sur ces secteurs. D'autre part, des crues sont observées dans des bassins versants humides pendant des événements avec des intensités de pluie faibles et nettement inférieures aux capacités d'infiltration des sols les moins perméables (Hursh, 1944; Dunne et Black, 1970a, 1970b).

1.2.1.2 Écoulement sur surface saturé. (*Saturation excess Overland Flow*)

Le concept original de ce processus a été développé par le US Forest Service (1961) et la Tennessee Valley Authority. Ce type d'écoulement est généré lorsque le profil vertical de sol est saturé, soit par la remontée de la nappe d'eau souterraine jusqu'à la surface de la terre, ou par la formation d'une surface de saturation due à la percolation latérale et verticale de l'eau d'infiltration au-dessus d'une couche imperméable (Dunne, 1983). L'eau ne pourra plus s'infiltrer et va s'écouler en surface. L'extension et la localisation de ces surfaces saturées varient selon les saisons (figure 1.7), d'un événement à l'autre et au cours d'un même événement pluvieux. Elle augmente au cours de l'événement pluvieux et diminue ensuite (figure 1.8). Ce sont des zones contributives variables (Cappus, 1960; Hewlett et Hibbert, 1967).

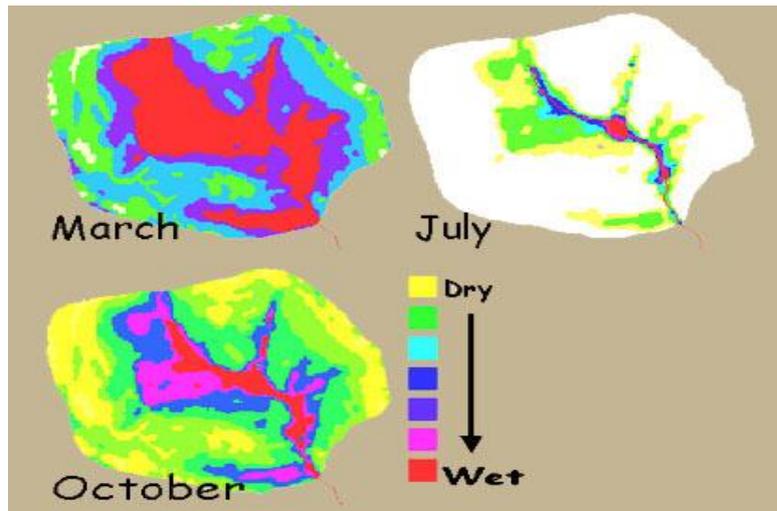


Figure 1.7: Variation saisonnière des surfaces saturées dans un bassin versant (Walter *et al.*, 2000).

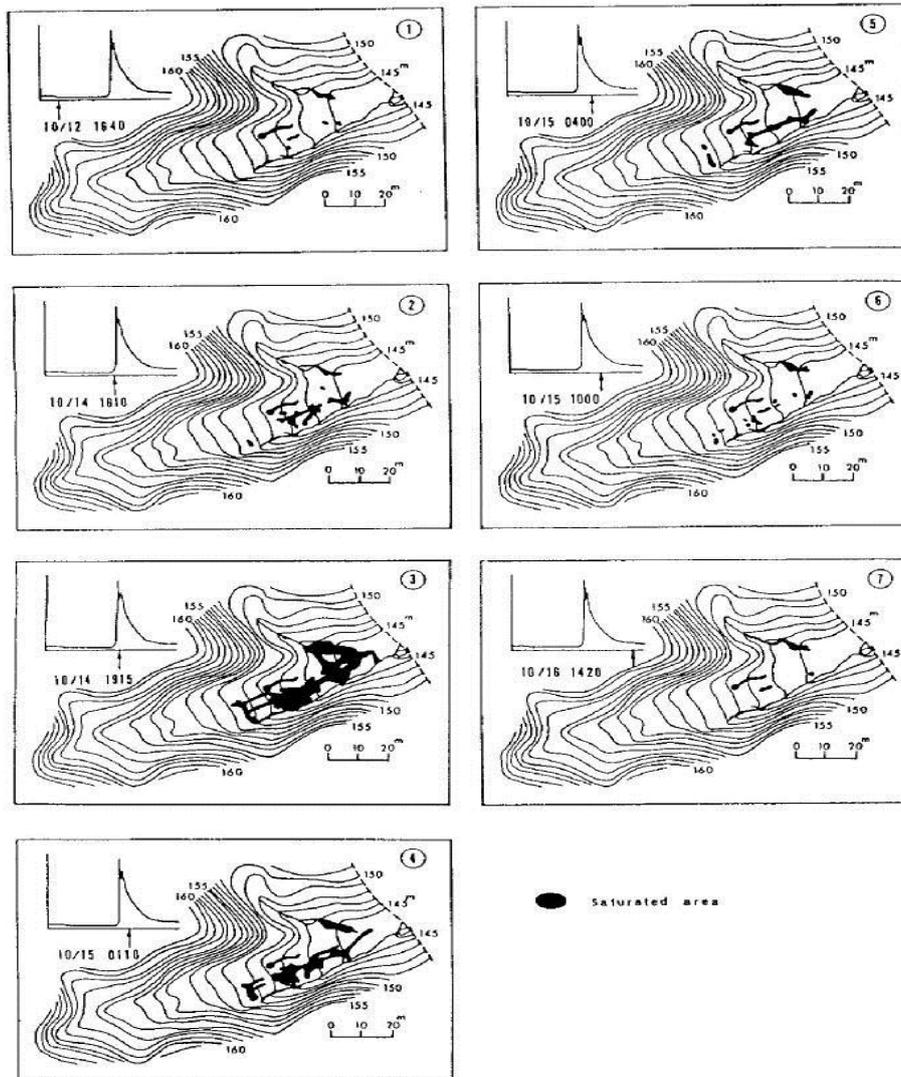


Figure 1.8: Suivi de l'évolution des surfaces saturées au cours d'un épisode pluvieux dans un petit bassin versant japonais de 2.2 hectares (Tanaka *et al.*, 1988).

Cette définition implique que l'écoulement par saturation est produit seulement par les précipitations. Toutefois, La majorité des expérimentations de séparation isotopique suggèrent qu'une proportion importante (de 30% à 70%) des écoulements lors de crues modestes et moyennes sur de petits bassins versants a transité par le sol (Sklash et Farvolden, 1979; Hubert, 1989; Ribolzi *et al.*, 2000; Winston et Criss, 2002). Les précipitations sur les surfaces saturées représentent seulement une des composantes de cet écoulement. D'autres processus de genèse des crues sont alors impliqués. Un exemple de décomposition chimique d'un hydrogramme de crue est donné sur la figure 1.9.

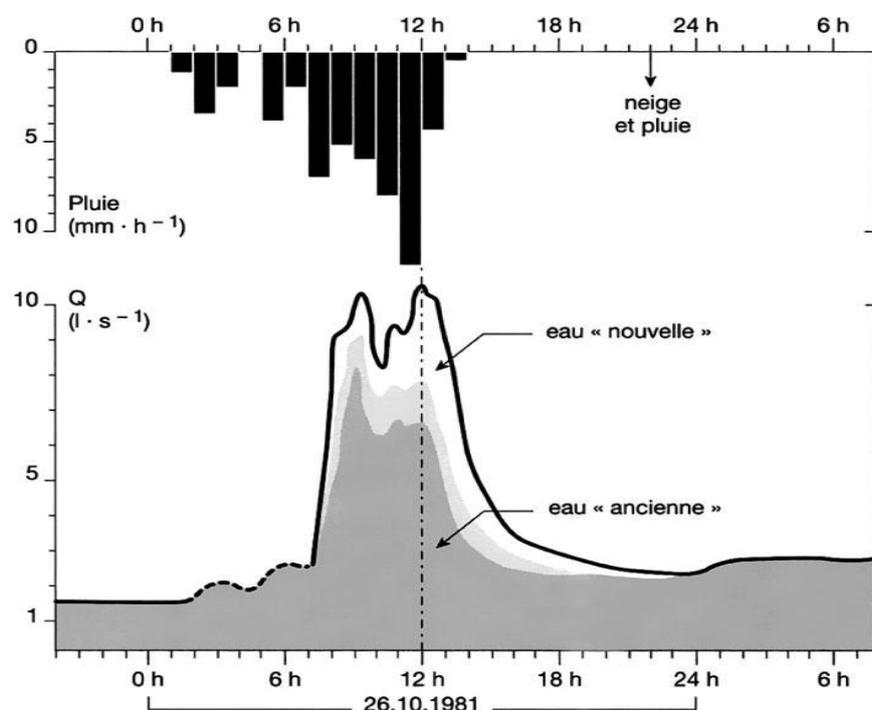


Figure 1.9: Décomposition isotopique de l'hydrogramme de la crue du 26 octobre 1981 d'un sous bassin de la Solenzara en Corse : 29 hectares, coefficient d'écoulement de 1.5% (Loye-Pilot et Jusserand, 1990).

1.2.2 Écoulement de subsurface (*Subsurface flow, Throughflow, interflow*)

L'écoulement de subsurface est la partie des précipitations qui s'infiltré dans le sol de surface (peu profonde) et s'écoule latéralement à travers les horizons supérieurs du sol vers les cours d'eau. La condition essentielle pour voir apparaître des écoulements de subsurface est que la conductivité hydraulique latérale du milieu doit être nettement supérieure à la conductivité verticale. Compte tenu que le mouvement de l'eau dans le sol saturé est relativement faible (quelques dm/h à quelques mm/h), et cadre mal avec le temps

de réponse des bassins versants lors des crues, il est difficile d'envisager que l'eau infiltrée sur le versant rejoigne, à travers le sol, le cours d'eau suffisamment rapide pour contribuer à la crue. Selon Musy et Higy (2004), on peut distinguer quatre processus principaux de l'écoulement subsurface : Effet piston, écoulement par macropores, intumescence de la nappe et écoulement de retour.

1.2.2.1 Effet piston. (*translatory flow*)

Parmi les premières théories invoquées pour expliquer la contribution des écoulements subsurface dans le débit de crue était celle de Horton et Hawkins (1965), Ils ont proposé le mécanisme de l'effet piston pour expliquer le mouvement rapide de l'eau de subsurface pour apparaître en débit de crue. Ce mécanisme (effet piston) suppose que l'eau de pluie qui arrive sur le versant pousse par effet piston l'eau déjà présente et transmet une onde de pression qui provoque une sortie simultanée d'eau souterraine (l'eau ancienne) en bas de versant pour rejoindre le cours d'eau (Horton et Hawkins, 1965; Sklash *et al.*, 1986; Beven, 1989). Malgré la simplicité de cette explication, "l'effet piston" est limité par le fait qu'une impulsion d'une certaine quantité d'eau ne s'accompagne d'une exfiltration équivalente (ou presque) que dans les cas où le sol présente une capacité de stockage très faible (Musy., 2005)

1.2.2.2 Écoulement par macropores (*macropores flow*).

Certains auteurs considèrent l'écoulement par macropores comme un mécanisme important dans la genèse de débit de crue (Mosley, 1979, 1982; Wilson *et al.*, 1990). Les macropores sont des pores 0.3 à 3 mm de diamètre (Ward et Robinson, 2000) où les phénomènes de capillarité sont inexistantes, généralement créés par des faunes du sol (ex : vers fousseurs), des fissures naturelles du sol ou résultées de la décomposition des racines. Selon Beven et Germann (1982), et Kirkby (1988) les macropores pouvaient constituer des drains naturels ou des chemins préférentiels à travers lesquels l'eau peut transiter rapidement vers la rivière. Le mouvement rapide de l'eau vers les couches saturées à travers les macropores peut générer un écoulement par effet piston (McGlynn *et al.*, 2002). Jones (1981) et Tanaka (1992) ont constaté que les réseaux des tubes (très gros macropores continus) ont un effet considérable dans l'écoulement de subsurface, mais ils ne sont pas un phénomène courant sur terrain (Figure 1.10).



Figure 1.10 : Chemins d'écoulement par macropore dans un sol près d'Ithaca, New York, USA (Source: Soil and Water Lab, Cornell University)

1.2.2.3 Intumescence de la nappe (*groundwater ridging*).

La genèse des écoulements par l'effet de processus de l'intumescence de nappe est liée à la présence d'une frange capillaire (zone très proche à la saturation) au-dessus du niveau de nappe et proche de la surface. A cet effet, une faible précipitation suffit au relèvement de la frange capillaire et la transformation de l'eau sous tension en eau libre et l'augmentation rapide du gradient de charge hydraulique de la nappe (Sklash et Farvolden, 1979) et par conséquence, une augmentation considérable de la contribution de la nappe au débit de crue. Ce processus est particulièrement important dans les zones proches des cours d'eau (Abdul et Gilham, 1984). La vitesse de l'onde de perturbation est bien supérieure à celle du mouvement de l'eau réelle et peut dans certains cas expliquer la contribution rapide et majoritaire de l'eau ancienne dans l'hydrogramme (Sklash et Farvolden, 1979). Lorsque l'intumescence de nappe atteint la surface du sol, elle crée des zones saturées actives où de l'exfiltration et du ruissellement sur surface saturée se produisent (Figure 1.11).

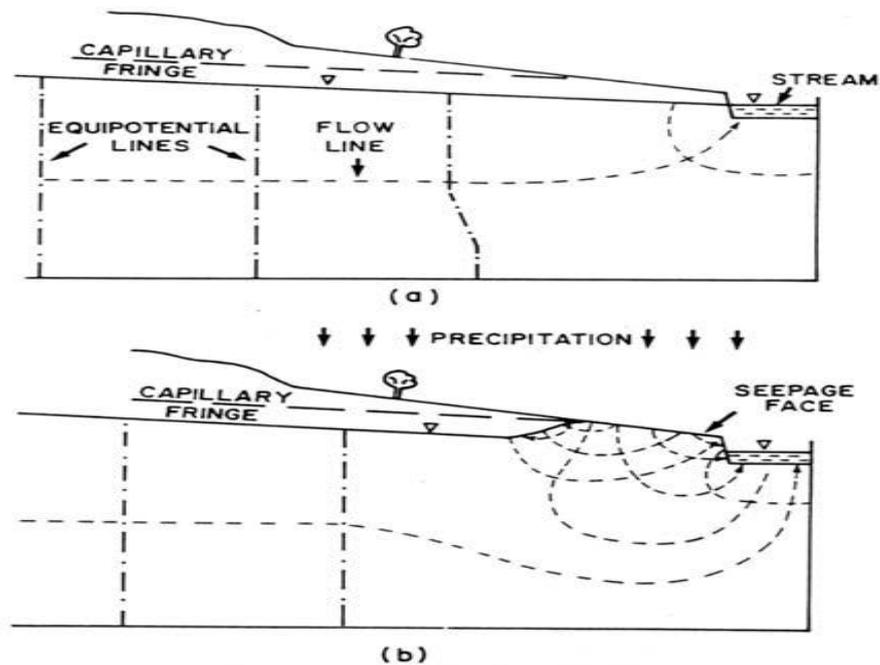


Figure 1.11: Schématisation du phénomène d'intumescence de nappe
(Abdul et Gilham, 1984).

1.2.2.4 Écoulement de retour (*return flow*).

Si la capacité du sol à transmettre l'écoulement de subsurface diminue, l'intumescence de nappe atteint la surface du sol et ruisselle (exfiltration d'eau provenant de l'écoulement subsurface), c'est l'écoulement de retour (*Return Flow*) (Dunne et Black, 1970a). On doit toutefois insister sur le fait que ces surfaces propices à l'écoulement de retour deviennent aussi favorables au développement du processus d'écoulement sur surfaces saturées. L'hydrogramme résultant de ces deux types de processus sera donc composé d'eau ancienne et d'eau nouvelle (Musy, 2005).

1.2.3 Écoulement souterrain (*Groundwater Flow*)

L'écoulement souterrain est la partie du débit d'un cours d'eau, à un instant donné, ou cumulé pendant une durée donnée, d'origine souterraine (International Glossary of Hydrology). L'eau souterraine joue un rôle aussi important dans la génération des écoulements et notamment dans la composante "débit de base" de l'hydrogramme (Musy, 2005). Il présente une autre explication à l'existence de l'eau ancienne dans l'hydrogramme de crue.

1.3 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons abordé des généralités sur les processus de genèse des crues. Une des premières conclusions est que les processus hydrologiques impliqués dans la génération des écoulements varient d'un bassin versant à un autre selon leurs propriétés. Certains mécanismes peuvent être actifs dans certaines conditions et pas du tout dans d'autres. De nombreuses théories sur la genèse des crues ont été proposées, sans qu'un consensus ne se dégage autour de l'une d'entre elles. Cependant, Trois contributions principales aux écoulements permettent de représenter le déroulement des crues, l'écoulement de surface (ruissellement), l'écoulement de subsurface et l'écoulement souterrain.

2. Etat de l'art de la modélisation hydrologique

La modélisation hydrologique est très importante pour un large domaine d'applications, citons à titre d'exemple ; la gestion des ressources en eau, la lutte contre les inondations, la conception des ouvrages hydrauliques...etc. Depuis leur apparition, plusieurs modèles hydrologiques ont été développés en fonction des objectifs recherchés. Un des premiers objectifs était de prédire les événements de crue. Seul le débit à l'exutoire était alors recherché. Actuellement, les modèles hydrologiques essayent de reproduire au mieux la réalité des écoulements (Beckers et Degré, 2011). Dans la littérature, il y a plusieurs classifications proposées par différents auteurs (Wheater *et al.*, 1993; Singh, 1995; Ambroise, 1998; Jajarmizadeh *et al.*, 2012). La connaissance de la classification des modèles hydrologiques améliore notre compréhension des structures des modèles. Dans ce qui suit, on met en évidence les différents aspects de modélisation hydrologique.

2.1. Définition de modèle

Un modèle n'est qu'« une chose utilisée pour représenter une autre chose ». En hydrologie le modèle est une représentation simplifiée, relativement abstraite, du cycle hydrologique ou un de ses composantes ou plus. (Écoulement, évapotranspiration, infiltration...etc) en vue de le décrire, de l'expliquer ou de la prévoir. Les modèles sont donc des représentations simplifiées de la réalité, ils ne peuvent donc jamais être parfaits. D'autre part, ça ne veut pas dire qu'ils sont inutiles. Dans ce sens, le statisticien George Box (1976) déclare que « tous les modèles sont faux, mais quelques-uns sont utiles » (*all models are wrong, but some models are useful*). En plus ; les modèles rapportent une chose inconnue (*the output*) à une chose ou des choses connues (*the input*). Pour la modélisation de débit, les variables connues (*input*) peut être les précipitations, l'infiltration, l'évapotranspiration...etc, et la variable à modéliser (*output*), le débit à la sortie du bassin. Puisque les pluies constituent les variables prépondérantes des modèles hydrologiques, ceux-ci sont souvent tout simplement désignés par modèle « pluie-débit ».

2.2. Typologie des modèles

Jour par jour, plusieurs modèles avec des caractéristiques uniques et communes sont développés. Ces derniers, imposent la nécessité de classification des modèles selon leurs caractéristiques de sorte que, les capacités et les limites de chaque modèle peuvent être identifiées avec précision. Une classification propre peut être utile pour les ingénieurs, les experts et les chercheurs à comprendre les caractéristiques des modèles avant de décider

à les utiliser. Cependant ; la catégorisation des modèles peut être détruite par des chevauchements considérables des caractéristiques entre plusieurs classes des modèles. Par conséquent, plusieurs classifications ont été proposées par différents auteurs.

Shaw (1983) a divisé les modèles hydrologiques selon leur structure mathématique à des **modèles déterministes ou probabilistes (stochastiques)**. Dans les **modèles déterministes**, des relations phénoménologiques sont utilisés pour la description des processus de genèse des écoulements dans le bassin versant. La sortie de système dépend uniquement des variables d'entrée, c'est-à-dire : l'entrée produira toujours une même sortie. **Les modèles probabilistes** considèrent des variables hydrologiques qui n'ont pas une valeur spatio-temporelle fixe.

Chow (1988) a considéré que les modèles hydrologiques peuvent être divisés en deux grandes catégories, à savoir **les modèles physiques** et **les modèles abstraits**. On parle de **modèle à base physique** lorsque les phénomènes sont décrits à l'aide des lois de la mécanique des fluides ou de la physique des écoulements d'eau dans les sols (loi de Richards en milieu non saturé, loi de Darcy en milieu saturé et loi de Barré Saint-Venant pour le ruissellement de surface). En outre, les modèles physiques peuvent être *des modèles réduits (maquette)* utilisés pour la représentation des systèmes à une échelle réduite équivalente, ou *des modèles analogues* qui utilisent d'autres systèmes physiques possédant des caractéristiques similaires au système original.

Par ailleurs ; **les modèles abstraits** utilisent une forme mathématique pour la représentation de système. Dans ce cas, les modèles hydrologiques peuvent être divisés à deux sous-catégories, à savoir *déterministes et probabilistes (stochastiques)*.

Cunderlik (2003) classifie les modèles déterministes à trois catégories ; **Global, distribué et semi-distribué**. **Les modèles globaux** considèrent le bassin comme une entité unique. Les entrées et les sorties de modèle sont reliées avec des relations empiriques sans chercher à se rapprocher d'une loi physique. Par contre, **l'approche distribuée** cherche à ramener le bassin à ses éléments constitutifs les plus simples afin de les étudier en détail et de comprendre les types d'interactions qui existent entre eux. Ce qu'impose la nécessité de grand nombre des entrées. En pratique, le volume de données nécessaires pour l'implémentation de ce modèle n'est en général pas disponible en dehors de petits bassins versants expérimentaux bien instrumentés, ce qui rend ce type de modèle peu opérationnel.

Dans la majorité des cas, le modèle n'est pas totalement distribué étant donné que certains composants du système peuvent être globalisés. Le modèle est alors de type **semi distribué** qui divise le bassin versant à un nombre de sous bassins ayant des comportements hydrologiques supposés similaires.

Les modèles hydrologiques peuvent être aussi classés selon la méthode de représentation du cycle hydrologique. Les modèles sont donc **empiriques (boîte noire), conceptuels ou à base physique. Le modèle empirique** cherche à reproduire la dynamique des variables de sortie en fonction des variables d'entrée sans tenir compte aux processus impliqués dans la relation pluie-débit. **Les modèles conceptuels** considèrent en général le bassin versant, après quelque simplification de cycle de l'eau, comme un ensemble des réservoirs connectés entre eux et qui sont censés représenter les différents compartiments hydrologiques des bassins versants. Ce type de modèle cherche à représenter les principaux processus de la relation pluie-débit sans utiliser les lois physiques régissant les processus concernés. Si **le modèle est à base physique** les processus de la relation pluie-débit sont décrits à l'aide des lois de la mécanique des fluides ou de la physique des écoulements d'eau dans les sols.

2.3. Présentation des modèles utilisés

Un des premiers objectifs de modélisation hydrologique est la connaissance des débits de crues pour une période de retour donnée. Une fois que cette période est déterminée, le calcul de la crue de projet correspondant peut se faire par des modèles probabilistes en partant d'un échantillon d'observations antérieures. L'un des outils les plus privilégiés largement utilisés par les hydrologues est d'effectuer une analyse fréquentielle (AF) des débits. L'objectif principal de l'AF est d'établir une relation entre les débits de crues extrêmes et la probabilité de non dépassement ou la période de retour (T), on se sert des événements passés suffisamment longs pour étudier statistiquement le phénomène.

L'application de la théorie de probabilité pour des débits de crue a été introduite par Fuller en 1914 en calculant des débits de crue de différente période de retour pour des bassins versants aux Etats Unis. Foster (1924) introduit la loi Pearson type 3 et Hazen (1932) introduit la distribution log normal pour la description des données de crue. En 1941, Gumbel introduit la distribution des valeurs extrêmes type I (EV1) en utilisant les résultats trouvés par Fisher et Tippett (1928). Les derniers ont montré que la série de bloc maxima (AM) sélectionnée d'un échantillon de taille n , réparti comme l'une des trois

distributions (EV1, EV2, EV3) lorsque la taille des échantillons augmente. Gumbel (1941) a appliqué la théorie des valeurs extrêmes aux données de crue et a proposé l'utilisation de la méthode des moments pour l'estimation des paramètres de la distribution EV1. Les travaux de Gumbel ont contribué à accroître la popularité de l'approche AM dans l'analyse fréquentielle des crues. Depuis, de nombreuses méthodes pour le calcul de la meilleure estimation de la fréquence de crue ont été examinées par Benson (1968) et Cunnane (1989) entre autres. Benson (1968) a recommandé, sur la base de la probabilité plot, l'utilisation de la distribution log-Pearson type 3 pour l'ajustement de la série des crues maximales annuelles (AM). Ce résultat a été adopté par tous les agences gouvernementales américaines. Dans un rapport réalisé pour le compte de WMO (*World Meteorological Organization*), Cunnane (1989) a présenté une revue détaillée sur diverses questions liées à l'analyse fréquentielle des crues, y compris les propriétés statistiques des séries observées, les problèmes de modélisation, les méthodes de l'estimation des quantiles, et les méthodes de choix entre les différentes distributions. Ce rapport résume également les méthodes de l'analyse fréquentielle des crues utilisées à l'échelle mondiale jusqu'au milieu des années 1980. Le rapport a révélé que les lois EV1 et LN étaient les distributions les plus couramment utilisées dans le monde. Cependant, le rapport a découragé l'utilisation de LP3 en général pour l'analyse fréquentielle des crues (Das, 2010).

En Algérie, la loi de Gumbel a été, pour longtemps, utilisée pour estimer les quantiles des débits maximum (Achite *et al.*, 2004 ; Belloula, 2008; Belagoune, 2012). Cependant, Bernier (1959) a montré que la loi Fréchet est meilleure que la loi de Gumbel pour ajuster les extrêmes (Meddi *et al.*, 2014). L'étude de Hebal et Remini (2011) effectué sur des données de crue de 53 stations de jaugeages au nord de l'Algérie montre que 50% des échantillons tend à suivre la distribution Gamma, 25% la distribution Weibull et 22% suivre la distribution Halphen A. L'analyse fréquentielle régional de Bouanani (2004) sur le bassin de Tafna a conclu que les maxima annuels (AM) s'ajustent mieux aux distributions asymétriques telles que les lois LP3, Pearson 3 et la loi Gamma. L'analyse fréquentielle a été aussi appliquée pour l'estimation du transport solide dans le bassin de oued Abiod par Benkhaled *et al.* (2014) où la distribution LN a été sélectionnée. Dans la même station, l'étude de Benameur *et al.* (2016) a conclu que l'approche AM n'est pas pertinente pour les données étudiées en suggérant que l'approche des valeurs supérieures à un seuil (POT) avec la loi de Pareto généralisée serait la plus appropriée.

L'estimation des débits de crues extrêmes peut être obtenue soit de série de maxima annuel (AM), soit des valeurs supérieures à un seuil ou POT (Hosking et Wallis, 1987; Madsen *et al.*, 1997). En effet, il est pratiquement impossible avec quelques dizaines d'années d'observations de prétendre cerner le comportement hydrologique des cours d'eau pour des périodes de retour élevées. Les extrapolations théoriques faites à partir des distributions de probabilité restent approximatives et l'important écart entre les bornes inférieures et supérieures des intervalles de confiance corrobore ce fait. En général, après le choix entre les types de sélection de série (AM ou POT), l'estimation de débit de crue correspondant à une période de retour donnée pour une série des données comprend les étapes suivantes :

- a. Caractérisation des échantillons étudiés et détermination des indicateurs statistiques usuels tels que la moyenne, l'écart type, le coefficient d'asymétrie et le coefficient de variation ;
- b. Vérification des hypothèses de base des séries de données à étudier (stationnarité, indépendance et homogénéité);
- c. Détermination des quantiles (ajustement de distributions statistiques ; estimation des paramètres des distributions ; choix de la loi qui ajuste le mieux les données observées et estimation des quantiles correspondants aux périodes de retour identifiées)

Le choix d'une loi probabiliste d'ajustement d'un échantillon et l'estimation des paramètres est un pas très important dans l'AF. Dans la littérature, plusieurs distributions statistiques ont été étudiées et testées pour l'analyse fréquentielle des débits, les plus couramment appliquées sont : normal (NOR), log-normal (LN), exponentiel (EXP), Gamma (GAM), Pearson Type-3 (P3), Log Pearson Type-3 (LP3), loi des valeurs extrêmes Type-1 ou Gumbel (EV1), loi de Pareto généralisée (GPA) et la loi de Frechet ou EV2 (Laio *et al.*, 2009; Saf, 2009; World Meteorological Organization, 2009; Vivekanandan, 2014; Vivekanandan et Shukla, 2015). Cependant, le choix de la distribution statistique pour l'ajustement des débits de crue extrême est l'un des problèmes classiques en hydrologie. Généralement, les critères d'information Bayésien (BIC) et d'Akaike (AIC) sont utilisés pour le choix de la meilleure loi d'ajustement. Laio *et al.* (2009) a proposé un autre critère de sélection basé sur le test d'Anderson-Darling. L'utilisation des différentes méthodes d'estimation des paramètres de distribution peut être aussi source de divergence dans l'estimation fréquentielle de crue (Saf, 2009). L'estimation des paramètres de distribution

par la méthode des moments est l'une des plus simples techniques classiquement utilisées en hydrologie, mais elle présente certain biais dans l'estimation des moments les plus élevés telle que l'asymétrie. Le maximum de vraisemblance (ML) est statistiquement la méthode la plus efficace dans le cas des grands échantillons, bien que les calculs ne soient pas simples. Après l'introduction de la méthode des moments pondérés (PWM) par Greenwood *et al* (1979), et ensuite le développement de L-moments par Hosking et Wallis (1997) sur la base des PWM, la méthode des L-moment est devenue la méthode la plus utilisée par les hydrologues car elle est presque exempte de biais, simple à utiliser et généralement non affectée par les valeurs aberrantes (outliers). Le L-moment diagramme a été largement utilisé comme un outil de sélection de la distribution adéquate.

Cependant, l'AF caractérise l'évènement d'une crue que par son débit de pointe instantanée ou son débit journalier maximal. Cette information est essentielle mais insuffisante pour de nombreuses raisons. La gravité des crues est non seulement définie par sa valeur de pointe, mais aussi par son volume et sa durée (Javelle *et al.*, 2003; Chen *et al.*, 2013). Plusieurs approches ont été proposées dans la littérature pour faire face à ce problème, dont, l'approche QDF convergeant développée par Javelle *et al* (2002).

Une autre méthode probabiliste combine des observations hydrométriques et pluviométriques, pour l'estimation des débits de fréquences rares et exceptionnelle. La méthode du Gradex (Gradient des valeurs extrêmes), développée par EDF (Electricité de France) pour la sécurité des grands barrages (Guillot et Duband, 1967) , est l'exemple principal de ce type de méthodes. La méthode permet l'utilisation de l'information pluviométrique pour extrapoler la distribution de fréquence des débits. Son succès est en particulier lié à sa (relative) facilité de mise en œuvre qui résulte de la simplification extrême du processus de transformation de la pluie en débit.

Nous présentons dans ce qui suit, un rappel sur les différentes étapes d'analyse fréquentielle locale. En plus, quelques méthodes probabilistes seront présentées. Les deux premières méthodes sont issues des lois de la théorie des valeurs extrêmes pour un échantillonnage max-annuel (AM) et sup-seuil (POT). Une brève présentation des méthodes MOM, ML et LM d'estimation des paramètres, et des différents tests statistiques utilisés dans ces études. Et enfin, nous présenterons la théorie de modèle QDF convergeant et la méthode des Gradex.

2.3.1. Analyse fréquentielle locale

2.3.1.1 Échantillonnage

Comme nous l'avons mentionné dans la section 1.4, dans l'analyse fréquentielle, deux techniques d'échantillonnages sont généralement utilisées par les hydrologues : l'échantillonnage par valeurs maximales annuelles (AM), et l'échantillonnage par valeurs supérieures à un seuil (POT) (figure 2.1).

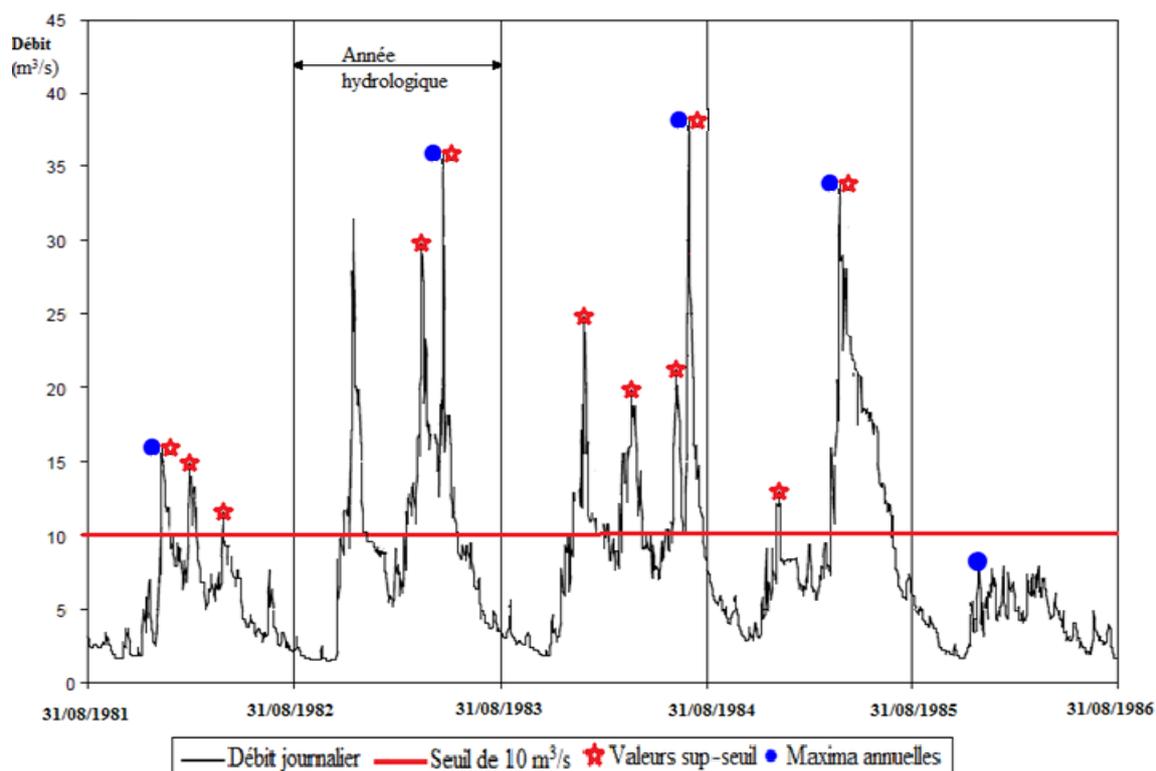


Figure 2.1 : Schéma de principe de l'échantillonnage des valeurs maximales annuelles et des valeurs supérieures à un seuil

a. Échantillonnage par maxima annuel

Depuis de longues années, le mode d'échantillonnage le plus utilisé pour l'étude du risque des crues consiste à sélectionner la crue la plus forte valeur enregistrée chaque année (Le Clerc, 2004). L'indépendance entre les valeurs est assurée, sauf éventuellement si une crue importante se produit à cheval sur deux années successives (Lang et Lavabre, 2007). L'inconvénient majeur de cette méthode est que l'échantillon ainsi formé peut contenir des événements non significatifs (par exemple : aucun événement majeur n'est enregistré lors d'une année sèche) et occulter des événements importants si plusieurs d'entre eux se produisent au cours de la même année. L'homogénéité de l'échantillon n'est donc pas optimale (Lang et Lavabre, 2007).

b. Échantillonnage par valeurs supérieurs à un seuil

L'approche par valeurs supérieurs à un seuil présente l'intérêt d'une sélection plus rationnelle des valeurs de crue, avec un nombre plus élevé de valeurs et la possibilité de retenir uniquement les plus fortes valeurs. Ainsi, certaines crues maximales annuelles de faible ampleur ne sont pas sélectionnées. Le seuil doit être suffisamment élevé pour ne piéger que les crues (si nous choisissons un seuil trop bas, les estimations seront biaisées), et suffisamment bas pour obtenir un nombre suffisamment de valeurs (si le seuil est trop élevé, les écarts-types des estimateurs seront très importants). Malgré que cette approche permette de surmonter certains des problèmes avec la méthode AM, elle complique par contre l'analyse en introduisant le problème d'indépendance de l'échantillon. En effet, il faut ajouter des contraintes d'indépendance afin de ne pas échantillonner plusieurs fois le même évènement hydrologique. On impose en général une contrainte d'espacement temporel minimal entre deux pointes sélectionnées, ainsi qu'une contrainte de redescente vers un débit de base (Madsen *et al.*, 1997; Mkhandi *et al.*, 2005; Lang et Lavabre, 2007).

2.3.1.2 Caractérisation de l'échantillon

Après l'échantillonnage, la caractérisation de l'échantillon est la première opération qu'on effectue lors d'une analyse fréquentielle. Cette opération permet d'avoir une idée générale sur les données à étudier. On s'attachera donc dans un premier temps à résumer, synthétiser, structurer l'information contenue dans les données de façon à en dégager les caractéristiques essentielles à l'aide des tableaux, des graphes et des indicateurs numériques. Ces derniers, sont généralement classés en trois groupes :

a. Indicateurs de localisation.

Le but est de donner un nombre unique qui résume au mieux les données. On utilise généralement *la moyenne*, *la médiane* et *le quantile d'ordre p* qui est la valeur de l'échantillon dont la fréquence cumulée vaut p. Autres indicateurs sont parfois utilisés tels que *le mode* et *les valeurs extrêmes* (la plus petite et la plus grande valeur).

b. Indicateurs de dispersion.

Ces indicateurs permettent de mesurer la variabilité des données et leur niveau de regroupement autour de la moyenne. Dans ce groupe, nous citerons *la variance*, *l'écart type* et *le coefficient de variation*.

c. Indicateurs de forme.

Caractérisent la forme des séries de données et regroupent un ensemble de coefficients tels que les coefficients d'asymétrie et d'aplatissement.

Le calcul de ces indicateurs est basé sur les moments conventionnels ou les plus récemment développés les L-moments (Hosking et Wallis, 2005).

En outre, il est important de vérifier l'existence des valeurs aberrantes (*Outliers*) susceptible de provoquer des difficultés lors de l'ajustement d'une distribution notamment sur la partie supérieure de distribution (Benameur *et al.*, 2016). La boîte à moustache, ou *boxplot* (figure 2.2), inventée par Tukey (1977), permet de représenter schématiquement la distribution d'une population donnée (Villanneau *et al.*, 2008). La bordure supérieure de la boîte représente le 75^{ème} centile et la bordure inférieure, le 25^{ème} centile. La longueur verticale de la boîte représente l'intervalle interquartile et la ligne centrale, la médiane. Notez que seule la lecture verticale fait du sens, il n'y a aucune information dans la largeur de la boîte.

Dans un graphique Box Plot, il y a deux catégories de valeurs anormales :

- Les valeurs éloignées qui se situent entre 1,5 et 3 longueurs de boîte à partir de la bordure inférieure ou supérieure de la boîte ;
- Les valeurs extrêmes qui se situent à plus de 3 longueurs de boîte à partir des mêmes balises.

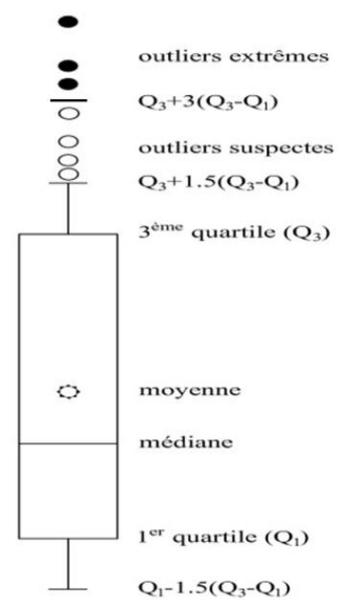


Figure 2.2: Schéma représentatif de boîte à moustache (Boxplot).

2.3.1.3 Vérification des hypothèses de base

Avant l'ajustement d'une distribution statistique à une série des données, trois conditions doivent être assurées ; stationnarité (caractéristiques statistiques ne varient pas dans le temps), indépendances (aucune autocorrélation entre les observations) et homogénéités (proviennent de la même distribution). Cependant, en pratique on ne sait pas si les stations hydrométriques ont été influencées dans leurs régimes de débits par des variations climatiques, par une déforestation, un reboisement ou par déplacement ou changement des instruments de mesures. Ainsi, l'échantillon est soumis au test d'homogénéité de Wilcoxon, de stationnarité de Mann-Kendall, Pettitt, Segmentation de Hubert et Buischand et le test d'indépendance de Wald-Wolfowitz. Les résultats de ces tests d'hypothèses sont généralement présentés sous forme de couple (statistique des tests, p-value). La p-value étant la probabilité au dépassement de la valeur calculée de la statistique du test que l'on compare ensuite avec le niveau de signification.

a. Test d'homogénéité de Wilcoxon (1945)

Ce test repose sur l'idée que deux séries de valeurs mélangées et ordonnées par valeurs croissantes, doivent conduire à un mélange homogène si l'hypothèse H_0 d'identité des distributions est vérifiée. Soit (x_1, \dots, x_n) et (y_1, \dots, y_m) deux échantillons indépendants de taille $n < m$. On mélange les échantillons, et on note $rg(x_i)$ le rang d'une observation x_i dans cet échantillon mélangé.

La statistique du test de Wilcoxon s'écrit alors:

$$S = \frac{\sum_{i=1}^n rg(x_i) - \mu}{\sigma} \quad (2.1)$$

Où $\mu = n(n + m + 1)/2$ et $\sigma^2 = (nm(n + m + 1))/12$ sont respectivement la moyenne et la variance.

b. Test de stationnarité

➤ Test de Pettitt (1979)

Soit une séquence de variables aléatoires indépendantes x_1, x_2, \dots, x_N . Elle contient une rupture à l'instant t si les séries x_1, x_2, \dots, x_t et $x_{t+1}, x_{t+2}, \dots, x_N$ ont des distributions différentes. L'hypothèse nulle (H_0 de non rupture) est testée au moyen d'un test non paramétrique. Ce test suppose que pour tout instant t variant de 1 à N , les deux séries définies

ci-dessus appartient à la même population. On considère la variable $U_{t,N}$ telle que :

$$U_{t,N} = \sum_{i=1}^t \sum_{j=i+1}^N D_{ij} \quad (2.2)$$

Avec $D_{ij} = \text{Sgn}(x_i - x_j)$ où $\text{Sgn}(x) = 1$ si $x > 0$, $\text{Sgn}(x) = 0$ si $x = 0$ et $\text{Sgn}(x) = -1$ si $x < 0$.

Pour tester l'hypothèse nulle H_0 , Pettitt a proposé d'utiliser la variable K_N , définie par le maximum en valeur absolue de la variable $U_{t,N}$ pour t variant de 1 à $N-1$. Si k désigne la valeur de K_N prise sur la série étudiée, sous H_0 , la probabilité de dépassement approximative de la valeur de k : $\text{Prob}(K_N > k)$ est donnée par l'équation :

$$\text{Prob}(K_N > k) \approx 2 \exp\left(\frac{-6k^2}{N^3 + N^2}\right) \quad (2.3)$$

Pour un risque α de première espèce, H_0 est rejetée si cette probabilité est inférieure à α . Dans ce cas la série présente une rupture au temps t définissant K_N .

➤ **Procédure de segmentation de Hubert (1989)**

La procédure de segmentation des séries hydrométéorologiques a été présentée par Hubert et Carbonnel (1987). Elle a ensuite été complétée par un test par Hubert *et al* (1989). Elle a pour principe le découpage d'une série en m segments de telle sorte que la moyenne calculée sur tout segment soit nettement différente de la moyenne du (des) segment (s) voisin (s). Cette méthode présente un avantage, celui de permettre la recherche de multiples changements de moyenne dans une série hydrométéorologique.

Soit une série chronologique de N valeurs : x_1, x_2, \dots, x_N . Toute série $x_i, i = i_1, i_2$ avec $i_1 \geq 1, i_2 \leq N$ et $i_1 < i_2$, constitue une segmentation de la série initiale. Toute partition de la série initiale en m segments constitue une segmentation d'ordre m de cette série.

Soit une segmentation particulière d'ordre m pratiquée sur une série proposée et soit i_k ($k = 1, 2, \dots, m$) le rang dans la série initiale de l'extrémité terminale du $k^{\text{ième}}$ segment. On a, en posant $i_0 = 0, i_0 < i_1 < \dots < i_k < \dots < i_{m-1} < i_m = N$. On note $n_k = i_k - i_{k-1}$ la longueur du $k^{\text{ième}}$ segment et \bar{x}_k sa moyenne. L'écart quadratique D_m (éq. 2.4) entre la série et la segmentation est défini comme suit :

$$D_m = D(i_1, i_2, \dots, i_m) = \sum_{k=1}^{k=m} d_k = \sum_{k=1}^{k=m} \sum_{i=i_{k-1}+1}^{i_k} (x_i - \bar{x}_k)^2 \quad (2.4)$$

Pour déterminer la meilleure segmentation d'une série hydrométéorologique, il s'agit de minimiser le critère d'écart D_m . Cette condition est nécessaire mais insuffisante, le critère d'écart D_m diminue lorsque l'ordre de la segmentation augmente et s'annule pour une segmentation d'ordre n (la série segmentée présente autant de segments que de valeurs dans la série initiale). Pour limiter l'ordre de la segmentation, les moyennes de deux segments contigus devront être significativement différentes telle que $\bar{X}_k = \bar{X}_{k+1} \forall k = 1, m - 1$. Cette contrainte est satisfaite par l'application du test de Scheffé qui compare l'écart entre les moyennes à une ou deux valeurs critiques (test unilatéral ou bilatéral) pour déclarer si les moyennes sont significativement différentes ou non selon un risque de première espèce α (ici α est pris égal à 1%). Ce test peut être considéré comme un test de stationnarité où H_0 est l'hypothèse nulle « la série est stationnaire ».

➤ **Test de Mann – Kendall**

Le test non-paramétrique de Mann-Kendall (Mann, 1945; Kendall, 1975) permet d'étudier la présence ou l'absence de tendance dans une série chronologique donnée. Soit la série $X_t = (x_1, x_2, \dots, x_n)$, cette méthode définit la normale standard multi-variable U_{MK} comme :

$$U_{mk} = \frac{S}{\sqrt{Var(S)}} \quad (2.5)$$

Où :

$$S = \sum_{i=1}^{n-1} \sum_{j=i+1}^n sgn(x_j - x_i) \quad (2.6)$$

$$sgn(x) = \begin{cases} 1, & x > 0 \\ 0, & x = 0 \\ -1, & x < 0 \end{cases} \quad (2.7)$$

$$Var(S) = \frac{n(n-1)(2n+5) - \sum_{i=1}^n t_i i(i-1)(2i+5)}{18} \quad (2.8)$$

Où S désigne la relation entre le nombre de paires d'observation, et n est le nombre total d'échantillons. Une série temporelle a une tendance claire, définie au niveau de signification de 5%. Dans ce test l'hypothèse nulle H_0 « absence de tendance » est acceptée si la P-value est supérieur à 5%. Dans ce cas la série chronologique étudiée ne présente pas de tendance. Si la P-value est inférieur à 5%, alors la variable étudiée présente une tendance.

Le sens de la tendance est définie par le coefficient statistique de Mann-Kendall. Si U est positif, la tendance est à la hausse, mais si U est négatif, alors la tendance est à la baisse.

➤ **Test de Buishand (1982)**

Le test de Buishand permet de déterminer s'il existe une rupture, un saut significatif dans les moyennes. Le test est construit à partir des écarts cumulés à la moyenne jusqu'à un certain rang k en définissant la variable suivante :

$$U(k) = \sum_{i=1}^k (x_i - \bar{X}) \quad (2.9)$$

Sous l'hypothèse H_0 (pas de rupture) l'écart cumulé devrait osciller autour de 0, sans atteindre de trop grandes valeurs. A l'inverse, une valeur trop importante en un point de rang k peut être le signe d'une rupture à cet endroit.

La valeur critique Z du test statistique est :

$$Z = \max \left(\frac{|U(k)|}{\sqrt{n}\sigma_x} \right) \quad (2.10)$$

Les valeurs critiques Z pour différents niveaux de confiance et différentes tailles d'échantillon sont données dans le tableau 2.1.

Tableau 2.1: Valeurs critiques de la statistique Z de Buishand (1982)

n	α		
	0.10	0.05	0.01
10	1.05	1.14	1.29
20	1.10	1.22	1.42
30	1.12	1.24	1.46
40	1.13	1.26	1.5
50	1.14	1.27	1.52
100	1.17	1.29	1.55
∞	1.22	1.36	1.63

L'instant de rupture \hat{k} peut être estimé par la relation :

$$\hat{k} = \arg \max_{k=1, \dots, n} \left(\frac{|U(k)|}{\sqrt{n}\sigma_x} \right) \quad (2.11)$$

c. Test d'indépendance de Wald-Wolfowitz (1943)

Les séries de données de débits sont dites indépendantes si l'occurrence d'une observation n'est pas affectée par les observations précédentes (absence d'autocorrélation). Le test proposé par Wald et Wolfowitz (1943) prend un échantillon de taille n (x_1, x_2, \dots, x_n), où la statistique R est calculée de la façon suivante :

$$R = \sum_{i=1}^{n-1} x_i x_{i+1} + x_1 x_n \quad (2.12)$$

Quand les éléments de l'échantillon sont indépendants, R suit une distribution normale de moyenne \bar{R} et de variance $Var\{R\}$:

$$\bar{R} = \frac{(S_1^2 - S_4)}{n - 1} \quad (2.13)$$

$$Var\{R\} = \frac{(S_1^2 - S_4)}{n - 1} - \bar{R}^2 + \frac{(S_1^4 - 4S_1^2 S_2 + 4S_1 S_3 + S_2^2 - 2S_4)}{(n - 1)(n - 2)} \quad (2.14)$$

Où $S_r = nm_r$ et m_r et le moment non centré d'ordre r de l'échantillon.

La statistique standardisée U

$$U = \frac{R - \bar{R}}{\sqrt{Var\{R\}}} \quad (2.15)$$

est distribuée asymptotiquement selon la loi normale centrée réduite de moyenne nulle et avec variance unitaire. Elle est utilisée pour tester l'hypothèse d'indépendance au niveau de signification α , en comparant la statistique u à la valeur critique $u_{\alpha/2}$, laquelle correspond à une probabilité au dépassement de $\alpha/2$. Ainsi, on accepte H_0 si $|U| \leq U_{\alpha/2}$.

2.3.1.4 Détermination des quantiles

a. Propriétés probabilistes des échantillons

Soit X^* la variable aléatoire génératrice de variable aléatoire X fournis par la méthode des AM, et X_g la variable aléatoire génératrice des données fournis par la méthode POT.

- Si x_p est la valeur ayant la probabilité p de ne pas être dépassée par le maximum annuel :

$$F(x_p) = Prob(X^* < x_p) = p \text{ et } F(x_p) = \int_{-\infty}^{x_p} f(x)dx \quad (2.16)$$

Si on présente le temps de retour en fonction de la probabilité de non dépassement, il s'exprime alors comme suit :

$$T_x = \frac{1}{1 - F(x_p)} \quad (2.17)$$

Où $F(x)$ est la fonction de répartition et $f(x)$ désigne la fonction de densité de probabilité (fdp). La fonction de répartition a les propriétés caractéristiques suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0 \leq F(x) \leq 1; \\ F(x) \text{ est croissante;} \\ F(-\infty) = 0 \text{ et } F(\infty) = 1; \end{array} \right.$$

Le quantile X_T est calculé en appliquant la fonction inverse F^{-1} qui s'exprime de la façon suivante:

$$X_T = F^{-1}\left(1 - \frac{1}{T} | \theta\right) \quad (2.18)$$

Où θ est le vecteur de paramètres de la loi.

- De même pour la série des données POT. Si le quantile x_p est la valeur ayant la probabilité p de ne pas être dépassée au cours d'un épisode supérieurs au seuil S :

$$F_s(x_p) = Prob(X_s < x_p) = p \text{ et } F_s(x_p) = \int_{-\infty}^{x_p} f_s(x)dx \quad (2.19)$$

La période de retour T_s est liée à la probabilité p par la relation :

$$T_s = \frac{1}{\alpha(1 - F_s(x_p))} \quad (2.20)$$

Avec α est le nombre moyen annuel d'épisode.

Le théorème des valeurs extrêmes montre que la distribution des AM d'un échantillon de taille suffisamment grande se rapproche asymptotiquement d'une distribution

GEV (loi générale des valeurs extrêmes). Les séries POT ont approximativement une distribution de la famille de Pareto généralisée (GPD).

La fonction de répartition de la loi GEV s'écrit comme suit :

$$F(x|\beta, \lambda, \gamma) = \exp\left\{-\left[1 + \gamma\left(\frac{x - \beta}{\lambda}\right)\right]^{-1/\gamma}\right\} \quad (2.21)$$

Avec β : Paramètre de position ou de localisation. λ : Paramètre d'échelle ($\lambda > 0$). γ : Paramètre de forme. Si une variable aléatoire a une distribution GEV, alors la variable standardisée $\frac{x - \beta}{\lambda}$ a une distribution qui ne dépend ni de β , ni de λ , mais uniquement de γ . Le comportement des extrêmes dans ses queues est alors contrôlé par le signe et la valeur de γ . Les valeurs $\gamma = 0$, $\gamma > 0$ et $\gamma < 0$ correspondent, respectivement, aux distributions : à queue légère ou Gumbel (EV 1), à queue lourde ou Fréchet (EV 2) et distribution bornée ou Weibull (EV 3).

Stedinger *et al.* (1993) ont démontré que la relation entre la fonction de distribution issues des deux types d'échantillonnage est la suivante (Stedinger *et al.*, 1993; Lang et Lavabre, 2007; Meylan *et al.*, 2008):

$$F(x) = \exp\{-\alpha[1 - F_s(x)]\} \quad (2.22)$$

Soit, en termes de période de retour :

$$1 - \frac{1}{T_x(x)} = \exp\left[-\frac{1}{T_s(x)}\right] \quad (2.23)$$

Avec $F(x)$ correspondant à la loi GEV (Generalized Extreme Value). La loi GPD sera donc :

$$F_s(x|s, \lambda, \gamma) = 1 - \left(1 + \gamma_s\left(\frac{x - S}{\lambda_s}\right)\right)^{-1/\gamma_s} \quad (2.24)$$

Avec les relations suivantes entre les paramètres :

$$\begin{cases} \gamma = \gamma_s \\ \lambda = \lambda_s \cdot \alpha^{-\xi} \\ \beta = s + \lambda_s \cdot (1 - \alpha^{-\gamma})/\gamma \end{cases} \quad (2.25)$$

Comme pour la GEV, le paramètre de forme (γ_s) détermine le comportement qualitatif de la distribution généralisée de Pareto. Dans ce cas, les trois types possibles sont : lois à queue légère non bornée (ou distribution exponentielle) pour $\gamma = 0$; lois à queue lourde (ou distribution de Pareto) pour $\gamma < 0$; distribution bornée (ou distribution bêta) pour $\gamma > 0$.

En général, les lois de probabilité comme la loi log-normal (LN), Pearson Type-3 (P3), Log Pearson Type-3 (LP3), loi des valeurs extrême Type-1 (EV1), loi des valeurs extrêmes généralisé (GEV) et la loi de Fréchet (EV2) sont des lois couramment utilisées dans l'analyse fréquentielle des crues (Laio *et al.*, 2009; Haile, 2011; Vivekanandan, 2014). La fonction de densité de probabilité (PDF) de ces distributions est présentée dans le tableau 2.2. Où μ_x et σ_x sont respectivement la moyenne et l'écart type de la série de la variable aléatoire X. μ_y et σ_y sont la moyenne et l'écart type de la transformation logarithmique de la variable aléatoire X, et β, λ et γ sont les paramètres de position d'échelle et de forme.

Tableau 2.2: Fonctions de densité de probabilité de quelques distributions de probabilité courantes. (extrait de (Chow *et al.*, 1988; Vivekanandan, 2014))

Distribution	Densité de Probabilité	Domaine de définition
LN	$f(x; \mu_y, \sigma_y) = \frac{1}{x\sigma_y\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(x)-\mu_y}{\sigma_y}\right)^2}$	$x > 0$
P3	$f(x; \lambda, \beta, \gamma) = \frac{1}{\lambda\Gamma\beta} \left(\frac{x-\gamma}{\lambda}\right)^{(\beta-1)} e^{-\left(\frac{x-\gamma}{\lambda}\right)}$	$x > \gamma$
LP3	$f(x; \lambda, \beta, \gamma) = \frac{1}{x\lambda\Gamma\beta} \left(\frac{\ln(x)-\gamma}{\lambda}\right)^{(\beta-1)} e^{-\left(\frac{\ln(x)-\gamma}{\lambda}\right)}$	$\ln(x) > \gamma$
EV1	$f(x; \lambda, \beta) = \frac{e^{-(x-\beta)/\lambda} e^{-e^{-(x-\beta)/\lambda}}}{\lambda}$	$-\infty \leq x \leq \infty$
EV2	$f(x; \lambda, \beta) = \frac{\beta}{\lambda} \left(\frac{\lambda}{x}\right)^{\beta+1} e^{-(\lambda/x)^\beta}$	$-\infty \leq x \leq \infty$
GEV	$f(x; \lambda, \beta, \gamma) = \frac{1}{\lambda} \left[1 + \gamma \left(\frac{x-\beta}{\lambda}\right)\right]^{(-1/\gamma)-1} \exp\left\{-\left[1 + \gamma \left(\frac{x-\beta}{\lambda}\right)\right]^{-1/\gamma}\right\}$	$\begin{cases} \beta - \frac{\lambda}{\gamma} \leq x < \infty, \gamma > 0 \\ -\infty < x < \infty, \gamma = 0 \\ -\infty < x \leq \beta - \frac{\lambda}{\gamma}, \gamma < 0 \end{cases}$
GPD	$f(x; \lambda, \beta, \gamma) = \begin{cases} \frac{1}{\lambda} \left[1 + \gamma \left(\frac{x-\beta}{\lambda}\right)\right]^{-1-1/\gamma}, & \gamma \neq 0 \\ \frac{1}{\lambda} \exp\left[-\left(\frac{x-\beta}{\lambda}\right)\right], & \gamma = 0 \end{cases}$	$\begin{cases} \beta \leq x < \infty; & \gamma \geq 0 \\ x \geq \beta; & \gamma < 0 \end{cases}$

b. Choix du seuil

Le choix du seuil reste délicat car si on le choisit trop élevé produit très peu de valeurs pour l'analyse. Réciproquement si le seuil est trop bas assure une série avec plus d'observations, mais dans ce cas le fondement asymptotique de la loi GPD risque de ne pas être assuré ce qui mène à une analyse biaisée. Par conséquent, le choix du seuil revient simplement à faire un compromis entre biais et variance. Ils existent différentes méthodes pour choisir le seuil au-dessus duquel les observations peuvent être approchées par une loi GPD. Deux méthodes principales sont utilisées, une exploratoire et l'autre basée sur l'estimation des paramètres (Raillard, 2011) :

- Supposons qu'au-delà d'un seuil s_0 , X_s suive effectivement une loi GPD de paramètres λ_s et $\gamma < 1$, ce dernier paramètre étant invariant du seuil. On peut montrer le résultat suivant pour un autre seuil $s > s_0$:

$$E(X - s | X > s) = \frac{\lambda_s}{1 - \gamma} = \frac{\lambda_{s_0} + \gamma s}{1 - \gamma} \quad (2.26)$$

et donc l'espérance des dépassements de seuil s est une fonction linéaire de s . Puisque cette quantité est facilement estimable par sa contrepartie empirique, nous avons une première approche permettant de choisir un seuil convenable, en cherchant le seuil au-delà duquel la fonction précitée est linéaire.

- Une approche alternative consiste à estimer les paramètres de la loi GPD et de chercher une valeur du seuil au-delà de laquelle ces estimations sont stables. Soit λ_{s_0} et γ_{s_0} le paramètre d'échelle et de forme d'une loi de Pareto pour un seuil s_0 et λ_s et γ_s le paramètre d'échelle et de forme d'une loi de Pareto pour un seuil s , avec $s > s_0$. Pour des seuils différents, les paramètres de forme sont supposés identiques $\gamma_{s_0} = \gamma_s = \gamma$. En égalant ces deux lois on obtient, équation (2.27) :

$$\lambda_s = \lambda_{s_0} + \gamma(s - s_0) \quad (2.27)$$

Ainsi, le paramètre d'échelle change avec le seuil s à moins que $\gamma = 0$. Cependant, on peut réaliser un changement de variable qui permet de rendre le paramètre d'échelle constant quel que soit le seuil choisi. On introduit alors le paramètre d'échelle modifié λ_m .

$$\lambda_m = \lambda_s - \gamma s \quad (2.28)$$

L'estimation de λ_m (paramètre d'échelle modifié) ainsi que de γ (paramètre de forme), devrait être constante au-dessus du seuil s_0 .

Ces deux méthodes et ainsi que d'autres ont été implémentées en langage R par Ribatet (2006) avec le package POT (Ribatet, 2006).

c. Choix de la loi la plus adaptée

Le choix de la loi de probabilité la plus adaptée à une série des données présente l'un des problèmes les plus connus dans l'AF. Ils existent différentes procédures permettant de comparer des ajustements des lois de probabilité et de sélectionner celle qui s'ajuste le mieux aux données. Le critère d'information bayésien (BIC) proposés par Schwarz (1978) et le critère d'information d'Akaike (AIC) proposé par Akaike (1974), représentent les méthodes les plus connues. Laio *et al* (2009), a proposé un autre critère de choix de distribution basée sur le test de validation de modèle d'Anderson-Darling. Ces méthodes seront sommairement présentées.

➤ Critères d'information Bayésien (BIC) et d'Akaike (AIC)

Les critères d'information sont définis par rapport à la fonction de vraisemblance comme:

$$AIC = -2 \log(L) + 2k \quad (2.29)$$

$$BIC = -2 \log(L) + k * \log(n) \quad (2.30)$$

Où L est la vraisemblance maximisée, k le nombre de paramètres libres dans le modèle et n le nombre d'observations. Les meilleurs ajustements correspondent aux plus faibles valeurs de ces coefficients.

➤ Critère d'Anderson-Darling (ADC)

Le critère Anderson-Darling a la forme :

$$ADC_j = 0.0403 + 0.116 \left(\frac{\Delta_{AD,j} - \xi_j}{\beta_i} \right)^{\frac{\eta_j}{0.861}} \quad \text{Si } 1.2\xi \leq \Delta_{AD,j} \quad (2.31a)$$

$$ADC_j = \left[0.0403 + 0.116 \left(\frac{0.2\xi_j}{\beta_i} \right)^{\frac{\eta_j}{0.861}} \right] \cdot \frac{\Delta_{AD,j} - 0.2\xi_j}{\xi_j} \quad \text{Si } 1.2\xi > \Delta_{AD,j} \quad (2.31b)$$

Où $\Delta_{AD,j} = \Delta_{AD}[g_j(x, \hat{\vartheta}), f_n(x)]$ est la mesure de l'écart caractérisant le critère, et ξ_j , β_i et η_j sont des coefficients dépendants de la distribution qui sont proposés par Laio (2004) pour sept distributions communément utilisées en hydrologie. Comme pour les critères *BIC* et *AIC*, le meilleur ajustement correspond à la plus faible valeur de *ADC*.

➤ **Pourcentage du biais du modèle (Biais)**

Le pourcentage du Biais mesure la tendance moyenne des valeurs simulées pour être plus grandes ou plus petites que les valeurs observées.

$$Biais = 100 \left[\frac{\sum (X_{i_{sim}} - X_{i_{obs}})}{\sum X_{i_{obs}}} \right] \quad (2.32)$$

La valeur optimale Biais est de 00. Les valeurs positives indiquent un biais de surestimation, tandis que les valeurs négatives indiquent un biais de sous-estimation.

➤ **Racine carrée de l'erreur quadratique moyenne (RMSE)**

C'est la moyenne arithmétique des carrés des écarts entre les valeurs simulées et les observations. Le meilleur modèle est celui qui présente le RMSE le plus faible.

$$RMSE = \sqrt{moy(X_{i_{sim}} - X_{i_{obs}})^2} \quad (2.33)$$

d. Estimation des paramètres des distributions

Le problème de l'estimation des quantiles d'une distribution des extrêmes repose sur l'estimation de ses paramètres sur la base de l'échantillon disponible (Goubanova K., 2007). Les estimateurs les plus fréquemment utilisés en hydrologie statistique sont le maximum de vraisemblance (ML), la méthode des moments (MOM) et les L-moments (LM).

➤ **Méthode du maximum de vraisemblance (ML)**

L'idée fondamentale de l'estimation par maximum de vraisemblance est de trouver un ensemble d'estimation de paramètres, telles que la probabilité d'obtenir les valeurs observées soit maximisée. C'est la méthode du maximum de vraisemblance, proposée par Fisher dans les années 1920.

Considérons un échantillon $X = \{X_i\}_{i=1, \dots, n}$ de n réalisations d'une variable aléatoire X . Nous supposons que la loi de probabilité suivie par cette variable aléatoire dépend d'un ensemble de paramètres que nous notons θ . Considérons la probabilité d'observer

l'échantillon $P(X|\theta)$. L'échantillon étant fixé, c'est une fonction des paramètres que nous dénommons vraisemblance :

$$L(\theta) = P(X|\theta) \quad (2.34)$$

Si les réalisations sont indépendantes et que la densité de probabilité de la variable aléatoire est $(X|\theta)$, la vraisemblance s'écrit :

$$L(\theta) = P(X|\theta) = \prod_{i=1}^n P(X_i|\theta) \quad (2.35)$$

Dans la pratique on cherche souvent le maximum du logarithme de la vraisemblance. Le logarithme étant monotone croissant c'est équivalent. Le produit précédent devient alors une somme :

$$\ln[L(\theta)] = \sum_{i=1}^n \ln[P(X_i|\theta)] \quad (2.36)$$

➤ **Méthode des moments (MOM)**

La méthode de moments, est basée sur la possibilité d'évaluer n'importe quel moment statistique d'une distribution par ses moments empiriques correspondants, et d'exprimer ensuite les paramètres en fonction des moments.

Si le paramètre à estimer est l'espérance de la loi des X_i , alors on peut l'estimer par la moyenne empirique de l'échantillon. Autrement dit, si $\theta = E(x)$, alors l'estimateur de θ par la méthode des moments est :

$$\tilde{\theta} = \bar{X}_n = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i \quad (2.37)$$

Plus généralement, si la loi des X_i a deux paramètres θ_1 et θ_2 tels que $(E(X); Var(X)) = \varphi(\theta_1, \theta_2)$, où φ est une fonction inversible, alors les estimateurs de θ_1 et θ_2 par la méthode des moments sont :

$$(\tilde{\theta}_{1n}, \tilde{\theta}_{2n}) = \varphi^{-1}(\bar{X}_n, S_n^2) \quad (2.38)$$

Ce principe peut naturellement se généraliser aux moments de tous les ordres, centrés ou non centrés :

$$E[(X - E(X))^k] \text{ et } E(X^k), k \geq 1. \quad (2.39)$$

➤ **Méthode des L-moments (LM)**

La méthode des L-moments (LM), introduite par Hosking (1990), est équivalente à la méthode des moments de probabilité pondérés (PWM) définis par Greenwood *et al* (1979). Les L-moments, ont pour but de rendre les ajustements statistiques plus robustes que les moments conventionnels, qui sont très sensibles à la variabilité d'échantillonnage.

Soit β_r les moments de probabilité pondérés:

$$\beta_r = E[x\{F(x)\}^r] \quad (2.40)$$

Quand $r = 0$, β_0 est égal au moyen de la distribution $\beta_0 = \mu = E[x]$.

Sachant que les LMs sont des combinaisons linéaires des PWMs, le r^{eme} LM λ_r est lié à la r^{eme} par la relation :

$$\lambda_{r+1} = \sum_{k=0}^r \beta_k (-1)^{(r-k)} \binom{r}{k} \binom{r+k}{k} \quad (2.41)$$

Par exemple les quatre premiers L-moments sont liés où PWMs par les relations suivantes:

$$\begin{cases} \lambda_1 = \beta_0 \\ \lambda_2 = 2\beta_1 - \beta_0 \\ \lambda_3 = 6\beta_2 - 6\beta_1 + \beta_0 \\ \lambda_4 = 20\beta_3 - 30\beta_2 + 10\beta_1 - \beta_0 \end{cases} \quad (2.42)$$

Et les LM ratios seront définis comme suit:

$$L - C_v = \tau_2 = \frac{\lambda_2}{\lambda_1} \quad (2.41)$$

$$L - skew \text{ (asymétrie)} = \tau_3 = \frac{\lambda_3}{\lambda_2} \quad (2.42)$$

$$L - kurtosis \text{ (aplatissement)} = \tau_4 = \frac{\lambda_4}{\lambda_2} \quad (2.43)$$

e. Tests de validation d'un modèle probabiliste

Le test d'ajustement nous permettra de vérifier si la loi de probabilité d'un échantillon des extrêmes observés appartient à la famille de lois théoriques choisies pour l'analyse des extrêmes. Les tests les plus utilisés en AF sont les tests de Kolmogorov-Smirnov (KS), d'Anderson-Darling (AD) et de Cramer-Von Mises ou W^2 (Chowdhury *et al.*, 1991; Laio, 2004).

Ces derniers sont des tests de fonction de répartition empirique (EDF tests), basés sur la différence entre les fonctions de répartition théorique $F(x)$ et empirique $F_n(x)$. La fonction de répartition empirique est définie par :

$$\begin{aligned} F_n(x) &= 0, & x < x_1 \\ F_n(x) &= \frac{i}{n}, & x_i \leq x \leq x_{i+1}, \quad i = 1, \dots, n-1 \\ F_n(x) &= 1, & x \geq x_n \end{aligned} \quad (2.46)$$

L'écart entre les deux distributions $F(x)$ et $F_n(x)$ peut être mesurée en utilisant le test KS défini sur la base de la statistique D comme suit :

$$D = \max_{1 \leq i \leq N} \left(\frac{i}{N} - F(x|\theta), F(x|\theta) - \frac{i-1}{N} \right) \quad (2.47)$$

Ou on utilise la statistique quadratique.

$$q^2 = n \int_{-\infty}^{+\infty} [F_n(x) - F(x|\theta)]^2 \psi(x) dF(x) \quad (2.48)$$

Où $\psi(x)$ est une fonction de pondération. Quand $\psi(x) = 1$ la statistique est nommée la statistique de Cramer-Von Mises, habituellement appelée W^2 .

$$W^2 = \sum_{i=1}^n \left[F(x_i|\theta) - \frac{2i-i}{2n} \right]^2 + \frac{1}{12n} \quad (2.49)$$

Si $\psi(x) = [F(x|\theta)(1 - F(x|\theta))]^{-1}$ on obtient la statistique d'Anderson-Darling A^2 . Par cette pondération, la statistique d'Anderson-Darling accorde un poids plus important aux queues gauches et droites des distributions.

$$A^2 = -n - \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N [(2i-1) \ln[F(x_i|\theta)] + (2n+1-2i) \ln[1 - F(x_i|\theta)]] \quad (2.50)$$

Ces deux derniers tests ont une distribution qui, contrairement au test KS, dépend de la distribution supposée et donc pour lesquels les valeurs critiques varient selon l'hypothèse retenue. Par ailleurs alors que dans KS on regarde la distance maximale entre les deux fonctions de répartition, dans les deux tests cités au-dessus l'ensemble des observations est considéré.

Le test Anderson-Darling donne plus de poids aux observations situées dans les queues de la distribution que ne le fait la statistique de Kolmogorov-Smirnov et peut donc être intéressante dans les cas où ce sont précisément les déviations importantes par rapport au centre de la distribution qui importent (Colletaz, 2004).

2.3.2. Méthode QDF convergent

Contrairement à l'analyse fréquentielle des débits de crue, l'approche *QDF* convergent (Javelle *et al.*, 2002) permettent de caractériser le régime des crues en un point donné d'une rivière par les débits de pointe, des débits moyens $V(d, T)$ écoulés sur une durée d , ou des débits continûment dépassés $Q(d, T)$. Ce modèle repose sur deux hypothèses validées empiriquement (figure 2.3) :

- Les distributions des débits relatives à chaque durée convergent en un unique point
- Les distributions des débits relatives à chaque durée admettent une forme hyperbolique dépendant de la durée d et de la distribution des débits de pointe

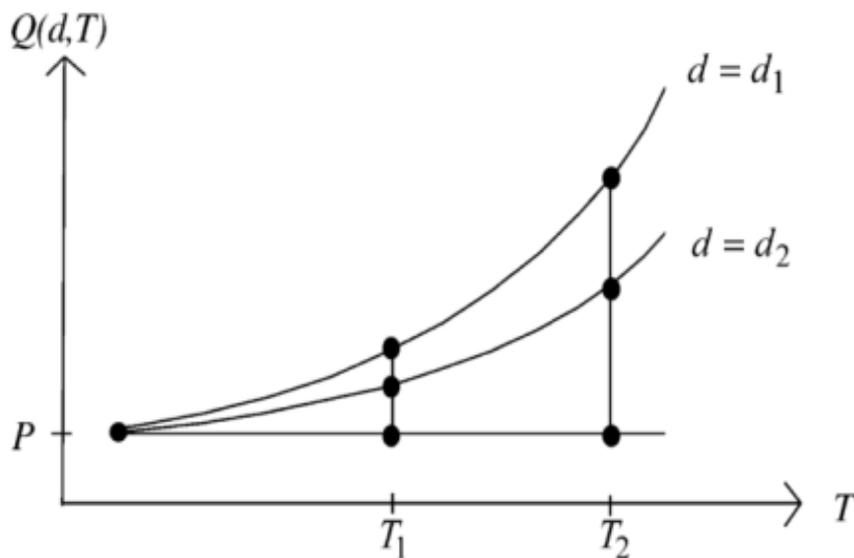


Figure 2.3: Hypothèse de convergence des distributions : affinité du modèle convergent (Javelle *et al.*, 2002b).

$$V(d, T) = \frac{Q(0, T) - P}{1 + \frac{d}{\Delta}} + P \quad (2.51)$$

$$Q(d, T) = \frac{Q(0, T) - P}{\left(1 + \frac{d}{\Delta}\right)^2} + P \quad (2.52)$$

Où $Q(0, T)$ est la distribution des débits de pointe, $V(d, T)$ la distribution des débits moyens, ($Q(d, T)$ la distribution des débits continûment dépassés) associés à la durée d , T la période de retour, P l'ordonnée d'affinité des distributions et Δ une durée caractéristique de crue, si Δ est faible, les hyperboles sont très incurvées (bassin à réponse rapide) et si Δ est fort, les hyperboles sont très aplaties (bassin à réponse lente). En pratique, P est souvent considéré comme nul.

L'équation (2.51) révèle que chaque distribution $V(d, T)$ peut être ramenée à la distribution $Q(0, T)$ connaissant Δ . Cette propriété peut être utilisée pour l'estimation de paramètre Δ . Le principe est donc de transformer chaque valeur $v_d(j)$ de l'échantillon en une valeur notée $x_d(j)$.

$$x_{d_i}(j) = v_{d_i}(j) \left(1 + \frac{d}{\delta}\right) \quad (2.53)$$

Ces distributions transformées ne dépendent que de δ . Dans le cas où $\delta = \Delta$, les distributions expérimentales $x_d(j)$ doivent se confondre. Le principe est donc de faire varier δ et de déterminer la valeur δ_{opt} pour laquelle l'écart entre les valeurs échantillonnées transformées $x_d(j)$ est minimal. Un estimateur du paramètre Δ est donné par la valeur δ_{opt} . Afin de déterminer l'écart entre les distributions expérimentales $x_d(j)$, on calcule d'abord une distribution « moyenne », notée $x_{moy}(j)$:

$$x_{moy}(j) = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N x_{d_i}(j) \quad (2.54)$$

La valeur de Δ est estimée à partir de δ_{opt} qui minimise la dispersion des $x_{d_i}(j)$.

$$\Delta = \delta_{opt} = \min \varepsilon = \min \left\{ \frac{1}{NV} \frac{1}{N} \sum_{j=1}^{NV} \sum_{i=1}^N \left[\frac{x_{d_i}(j) - x_{moy}(j)}{x_{moy}(j)} \right]^2 \right\} \quad (2.55)$$

Avec NV : le nb de valeurs dans chaque échantillon, N le nombre de durées d_i étudiées.

La durée maximale utilisée d_{max} dépend du bassin étudié. Il doit être du même ordre de magnitude que la durée moyenne des évènements de crue (Javelle *et al.*, 2003). Selon Yahiaoui *et al.* (2011), la durée d peut être choisie dans l'intervalle $[D/2, 5 \text{ à } 6D]$, où D est la durée caractéristique de crue.

➤ Hydrogramme synthétique monofréquence (HSMF)

Sur la base des courbes QDF , un Hydrogramme synthétique monofréquence (HSMF) relatif à une période de retour T peut être construit. L'avantage de l'HSMF est de garantir que toutes les caractéristiques de l'hydrogramme (en volume et en débit seuil) sont rattachées à une même fréquence d'occurrence. La phase de montée de l'HSMF est supposée linéaire avec le temps. Le maximum est atteint à l'instant $t = D_{SOCOSE}$, médiane conditionnelle de la durée de dépassement de la moitié du débit de pointe pour une crue décennale. La pointe de crue est définie par le débit instantané maximal de période de retour T choisie et la décroissance est conditionnée par les valeurs de débit-seuil $Q(d, T)$ des courbes QDF (Sauquet *et al.*, 2003). L'HSMF a été amélioré en proposant une montée de crue non linéaire qui respecte la forme moyenne des hydrogrammes de crue. La méthode consiste à normaliser les hydrogrammes observés par le débit moyen maximal sur une durée de référence, et à faire coïncider la pointe de crue (Garçon *et al.*, 2004; Le Clerc, 2004; Bessenasse *et al.*, 2006; Lang et Lavabre, 2007).

2.3.3. Méthode du Gradex

La méthode du Gradex (Gradient des valeurs extrêmes) a été développée par électricité de France (EDF) pour la sécurité des grands barrages (Guillot et Duband, 1967). La méthode permet l'utilisation de l'information pluviométrique pour extrapoler la distribution de fréquence des débits. Elle a pour objectif de définir des crues de projet de fréquence rare et exceptionnelle. Son succès est en particulier lié à sa facilité de mise en œuvre qui résulte de la simplification extrême du processus de transformation de la pluie en débit. Ce modèle repose sur trois hypothèses

- La distribution de fréquence des pluies, qui sera utilisée en extrapolation, est à décroissance exponentielle simple. Elle est décrite par une loi de Gumbel ou une loi exponentielle. Le Gradex $a_p(d)$ est le paramètre d'échelle de la distribution.

Il correspond à la pente de la loi de probabilité sur un graphique représentant la pluie

en fonction du logarithme de la période de retour. Les valeurs maximales de pluie PXd sont échantillonnées suivant une certaine durée d , égale à la durée moyenne des hydrogrammes.

- A partir d'un certain état de saturation du bassin versant, la distribution de la rétention en eau du bassin versant ne dépend plus de la valeur de la pluie ou de débit. Cette hypothèse est appliquée sur la durée d : ce qui graphiquement se traduit par une extrapolation, vers les débits de fréquence exceptionnelle, par une parallèle à celle des pluies. Le point de départ de cette extrapolation est fixé à une période de retour T_g comprise entre 10 et 50 ans, selon l'aptitude à l'écoulement en crue du bassin versant.
- La forme générale de la fonction de transfert des crues est invariante avec la fréquence, et on peut déduire le débit de pointe de crue du volume écoulé sur la durée d par un simple coefficient d'affinité RXd . Ce rapport est estimé à partir des hydrogrammes observés; on retient sa valeur moyenne ou sa valeur médiane. On considère que si la durée d a été bien déterminée, le coefficient d'affinité a une valeur de l'ordre de 1,5.

L'expression analytique du quantile de débit de pointe $QIX(T)$ par la méthode du Gradex est la suivante :

$$QIX(T) = QIX(T_g) + RXd \cdot a_p(d) [u(T) - u(T_g)] \quad (2.56)$$

Avec :

$$a_p(d) (m^3/s) = \frac{a_p(d) (mm) \cdot S (km^2)}{86,4 \times d (jours)} \quad (2.57)$$

$u(T)$ Variable réduite de Gumbel ou exponentielle.

La méthode est applicable pour des bassins versants dans une large gamme de superficies : de 10 à 10000 km². Pour les grands bassins versants, il est nécessaire de prendre en compte la variabilité spatiale des pluies. Cela est parfois effectué, en considérant les Gadex par poste pluviométrique, et en retenant pour Gradex de bassin la moyenne des Gradex. Il est cependant préférable de calculer la pluie de bassin par interpolation spatiale des observations ponctuelles, et de caler ensuite la loi de probabilité sur la chronique de pluie moyenne de bassin ainsi calculée.

Cette méthode, de par l'exploitation de l'information pluviométrique qui donne une borne supérieure sur les débits, et de par son usage somme toute assez simple permet d'éviter de grossières erreurs de sous-estimation des crues extrêmes (période de retour supérieure à 1000 ans), liées à l'extrapolation directe d'une distribution calée sur quelques dizaines d'années de débit. Elle présente toutefois quelques difficultés d'application, notamment pour l'estimation des crues rares (période de retour de 50 à 100 ans) et la construction d'hydrogrammes de crue de référence, pour lesquelles une analyse de la forme des crues est recommandée (Lang et Lavabre, 2007).

D'après Margoum *et al.* (1994), le modèle du Gradex n'est pas performant pour le domaine des crues rares (i.e. $10 < T < 1000$ ans) puisqu'il souligne une surestimation des débits, introduite par la cassure brutale dans la distribution des débits au seuil d'extrapolation, même si elle devient faible en valeur relative pour les grandes périodes de retour, et surtout n'est pas dommageable lorsqu'il s'agit d'études liées à la sécurité des ouvrages. Margoum *et al.* (1994) ont donc amélioré la méthode du Gradex en intégrant un modèle paramétrique (le modèle Agregée) autorisant un raccord progressif entre la distribution des débits et celle des pluies ; permettant ainsi une estimation plus fiable des crues rares (figure 2.4).

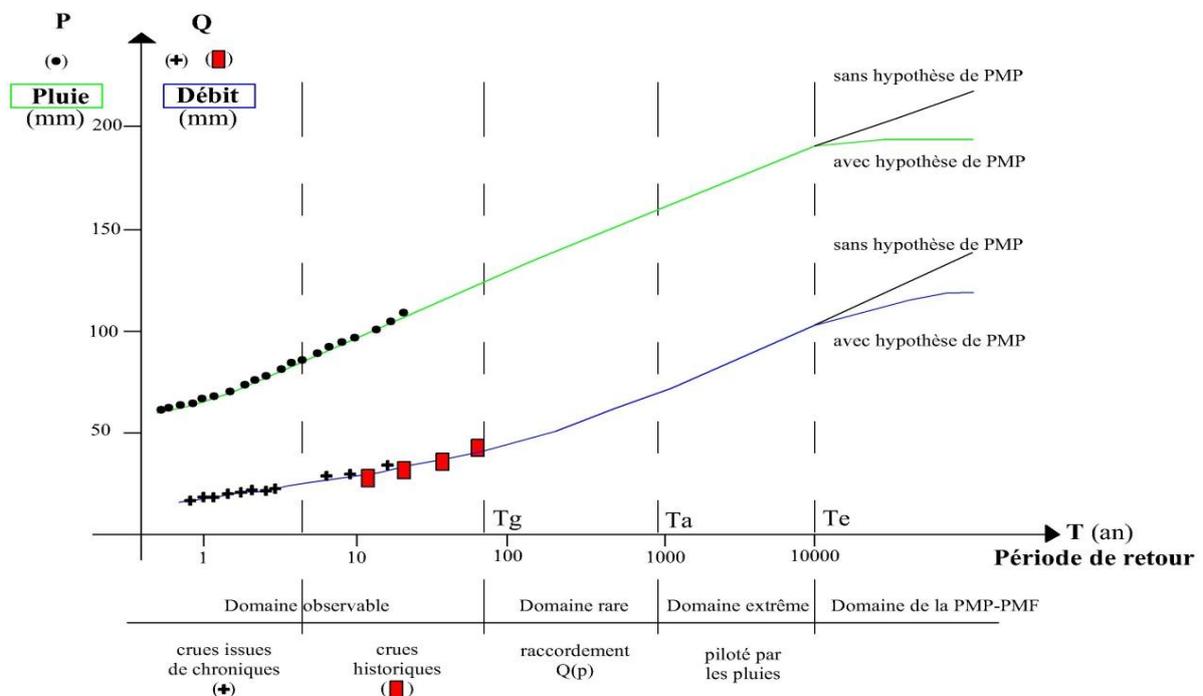


Figure 2.4: Différents Domaines du modèle Agregée (Margoum *et al.*, 1994).

Au-delà du premier domaine, la formulation du quantile des débits est la suivante :

$$VCXd(T) = VCXd(T_g) + \frac{a_e(d)}{K_p - K_q} \left[K_p \ln \left(\frac{T + K_p}{T_g + K_p} \right) - K_q \ln \left(\frac{T + K_q}{T_g + K_q} \right) \right] \quad (2.58)$$

Avec :

$$\begin{cases} K_p = \left(\frac{a_e(d)}{a_p(T_g, d)} - 1 \right) T_g & \text{et } K_q = \left(\frac{a_p(T_g, d)}{a_q(T_g, d)} - 1 \right) T_g \\ a_e(d) = \lim_{T \rightarrow \infty} a_p(T, d) \\ a_p(T, d) = \frac{\partial PXd(T)}{\partial \ln T} & \text{et } a_q(T, d) = \frac{\partial VCXd(T)}{\partial \ln T} \quad \text{pour } (T > T_g) \end{cases} \quad (2.59)$$

Les paramètres $a_p(T, d)$ et $a_q(T, d)$, appelés respectivement pseudo-Gradex des pluies et des débits, représentent la pente de la distribution dans un graphique de Gumbel pour la période de retour T . Lorsque les pluies suivent une loi de Gumbel (pseudo-Gradex $a_p(T, d)$ constant égal à $a_e(d)$ et $K_p = 0$), l'expression (2.42) devient :

$$VCXd(T) = VCXd(T_g) + a_e(d) \ln \left(1 + \frac{a_q(T_g, d) T - T_g}{a_e(d) T_g} \right) \quad (2.60)$$

C'est l'expression proposée par Michel (1982), dite du Gradex esthétique

Le modèle Agregée conserve donc l'hypothèse de base de la méthode du Gradex, tout en proposant des développements sur l'exploitation de l'information hydrométrique, l'extrapolation progressive de la distribution des crues à partir du seuil T_g , et enfin la généralisation de la loi des pluies à des distributions à caractère asymptotiquement exponentiel comme avec la loi Pearson type 3 (P3) (Margoum *et al.*, 1994; Ouarda *et al.*, 1999; Lang et Lavabre, 2007).

2.4. Conclusion

La complexité de la tâche de compréhension des processus de formation de crue n'était jamais un obstacle face au développement des modèles hydrologiques. Au contraire, elle renforce le développement de plusieurs modèles permettent à l'hydrologue ou l'ingénieur à réduire la complexité des systèmes physiques à des composants et de faire

des prédictions du comportement hydrologique dans un sens déterministe ou probabiliste. La première, contrairement à la deuxième, n'inclue pas le caractère aléatoire inhérent à la plupart des composantes du cycle de l'eau. Les modèles sont aussi distingués par leur façon d'appréhender l'espace, c'est ainsi que dans les modèles déterministes il y a des modèles globaux et distribués. Ainsi, les principaux concepts de la modélisation hydrologique ont été présentés. Il faut cependant noter qu'il n'existe pas un modèle universel, chaque modèle est adapté à certains types de climats ou de bassin versant avec un intérêt bien déterminé. Un des premiers objectifs de la modélisation hydrologique était la connaissance des débits de crues pour une période de retour donnée. Une fois que la période de retour a été déterminée. Le calcul de la crue de projet correspondant peut se faire par des modèles probabilistes en partant d'un échantillon d'observations antérieures. Nous avons présenté quelques approches pour la modélisation probabiliste des débits qui seront utilisées par la suite dans le cadre de cette thèse. Ces approches sont essentiellement des approches statistiques et intègrent parfois des connaissances hydrologiques. Les méthodes statistiques adaptées à l'étude des séries de maxima annuels (AM) et des données supérieures à un seuil (POT) ont été présentées en premier lieu. L'approche caractérisant le régime des crues par les débits de pointe et des débits moyens écoulés sur une durée (d) a été présentée en second. Enfin nous avons présenté une méthode de détermination des crues de fréquence rare et exceptionnelle en utilisant l'information pluviométrique.

3. Présentation de la zone d'étude

Située dans le versant sud de la partie orientale de l'Atlas Saharien, l'oued Abiod s'étale du massif des Aurès (monts Chélia) jusqu'aux gorges de Foug el Gherza. Le bassin versant est caractérisé par sa dissymétrie, il englobe une partie montagneuse au Nord à plus de 2000 m et une autre basse au Sud (295m à El Habel). S'étendant sur une superficie d'environ 1300 Km² circonscrite par un périmètre de 200 Km. La longueur de oued Abiod est de 85 km, 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 M'chouneche, puis s'ouvre une voie vers la plaine Saharienne jusqu'aux gorges de Foug el Gherza (Figure 3.1). L'indice de compacité de Gravélius de 1.59 reflète la forme allongée de bassin versant de La vallée de oued qui est principalement composé de roches sédimentaires, comprenant en alternance calcaire, marnes, des sédiments meubles (grès, conglomérats) et quelques évaporites (gypse) datés de Paléogène. L'oued Abiod est caractérisé par deux régions climatiques : les Aurès où la moyenne des précipitations est de 450 mm/an, et les plaines sahariennes avec une moyenne de précipitation de 150 mm/an. Le climat du bassin versant est un climat aride à semi-aride.

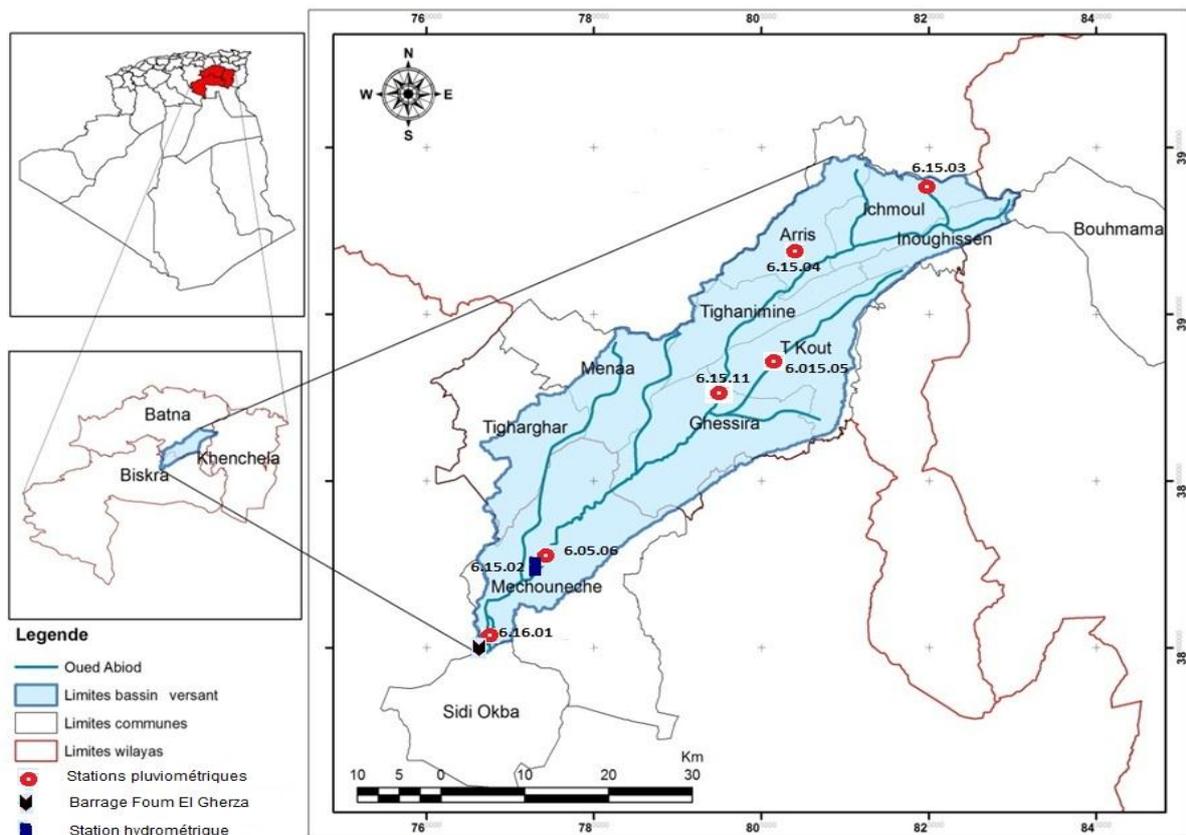


Figure 3.1: Présentation du bassin versant de oued Abiod.

3.1. Modèle Numérique de Terrain

En hydrologie, les données topographiques dans une échelle spatiale et temporelle bien définie sont indispensables pour la caractérisation du régime hydrologique. Cependant, les cartes topographiques disponibles sont de faible résolution. Dans le cadre de cette étude, nous avons utilisé ASTER MNT d'une résolution de 30*30m gratuitement disponible sur internet (<https://earthexplorer.usgs.gov/>) (figure 3.2).

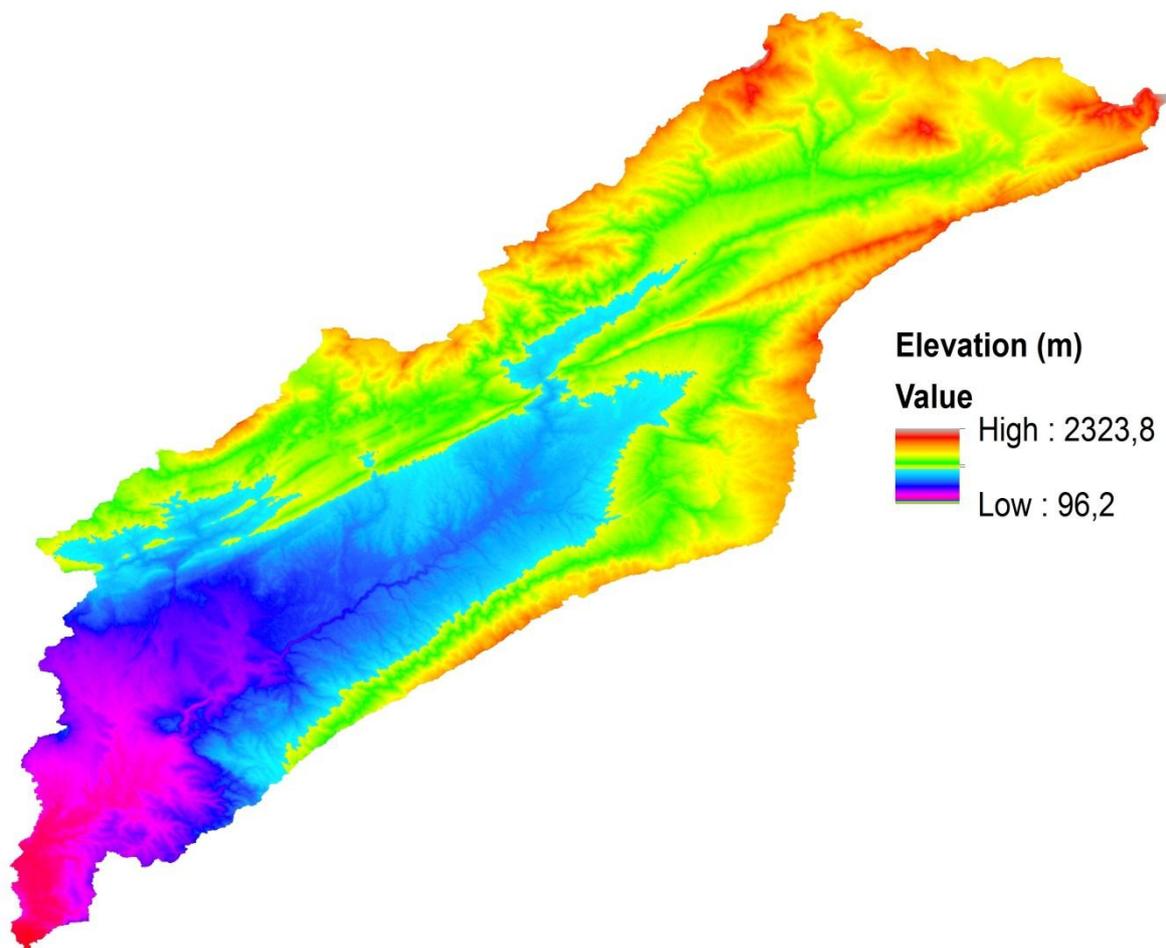


Figure 3.2: MNT du bassin versant de oued Abiod.

3.2. Altimétries et pentes du bassin versant

La figure 3.3 présente la courbe hypsométrique de oued Abiod. Il s'avère que les secteurs d'altitude supérieure à 1300 m présentent plus de 41 % de la totalité de bassin versant. Elle correspond généralement à des massifs montagneux des Aurès. Les zones d'altitude comprise entre 400 et 1300 m couvrent 671 km² du bassin, soit environ 52%

de la superficie total. Enfin, les secteurs, d'altitude inférieure à 400 présente peut plus de 7% du bassin, il s'agit principalement aux plaines sahariennes au sud du bassin (figure 3.4).

Ces constats sont plus détaillés sur la carte des classes des pentes (figure 3.5). En remarque que les pentes de la région d'étude varient de moins de 4% jusqu'à une valeur plus de 60%. Les pentes sont en général très accentuées dépassant les 20% au niveau des zones montagneuses des monts des Aures au Nord du bassin versant.

Entre ces zones à relief fort, on retrouve des pentes plus douces (entre 0 et 13%). Ces zones plus ou moins aplaties, sont localisées de part et d'autre de oued Abiod et au sud du bassin versant qui correspond aux plaines sahariennes.

On remarque que les pentes de 15% à 50 % représentent plus de 55 % de la surface du bassin. Alors que la classe des pentes de 0 à 5 % ne représente qu'environ 8 % de la surface totale de bassin versant (tableau 3.1). Ces résultats montrent le caractère accidenté du bassin versant de oued Abiod.

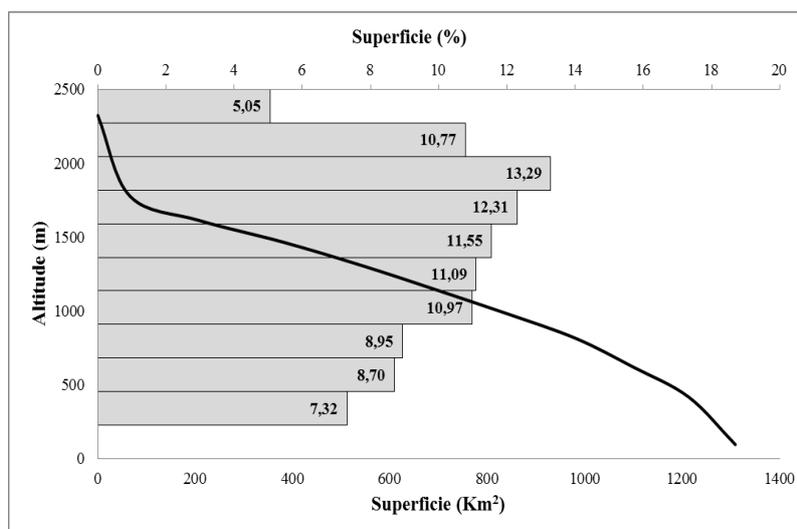


Figure 3.3: Courbe hypsométrique du bassin versant de oued Abiod.

Tableau 3.1: Répartition des classes des pentes de oued Abiod

Classe de pente (%)	Surface (Km ²)	Pourcentage
<5	103.62	7.92
5-15	310.80	23.75
15-30	457.00	34.93
30-50	308.92	23.61
>50	128.06	9.79

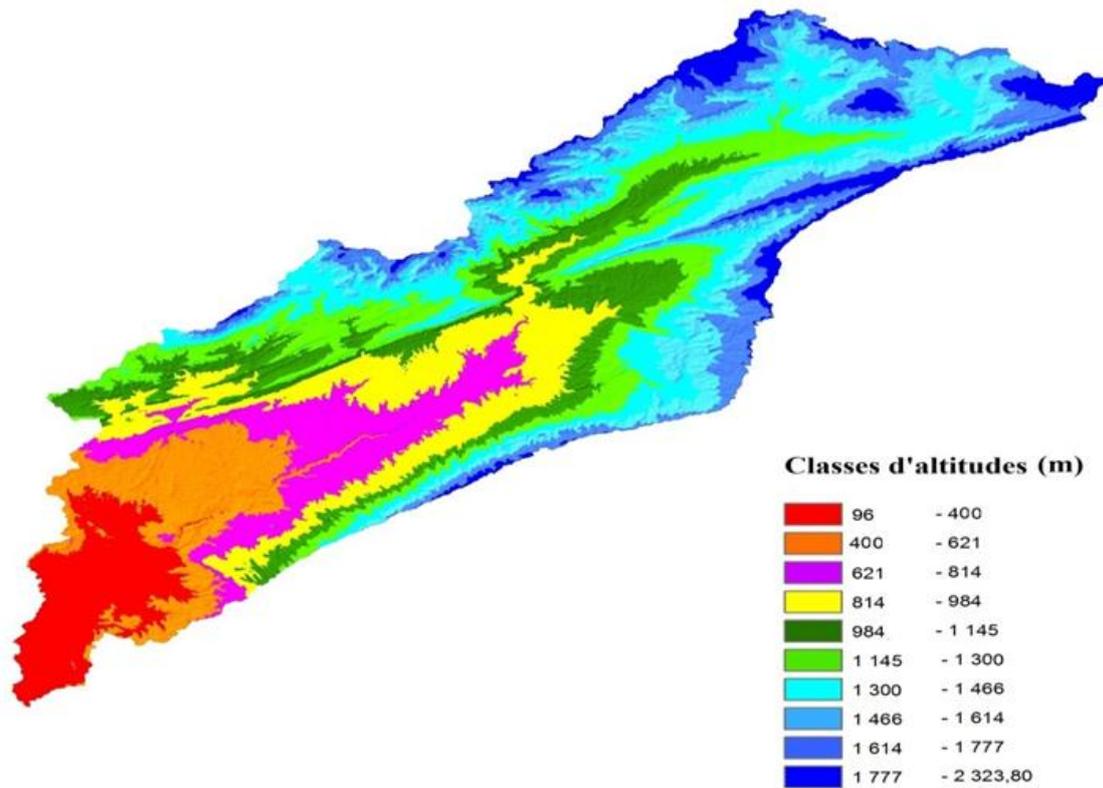


Figure 3.4: Carte de répartition des altitudes du bassin de oued Abiod.

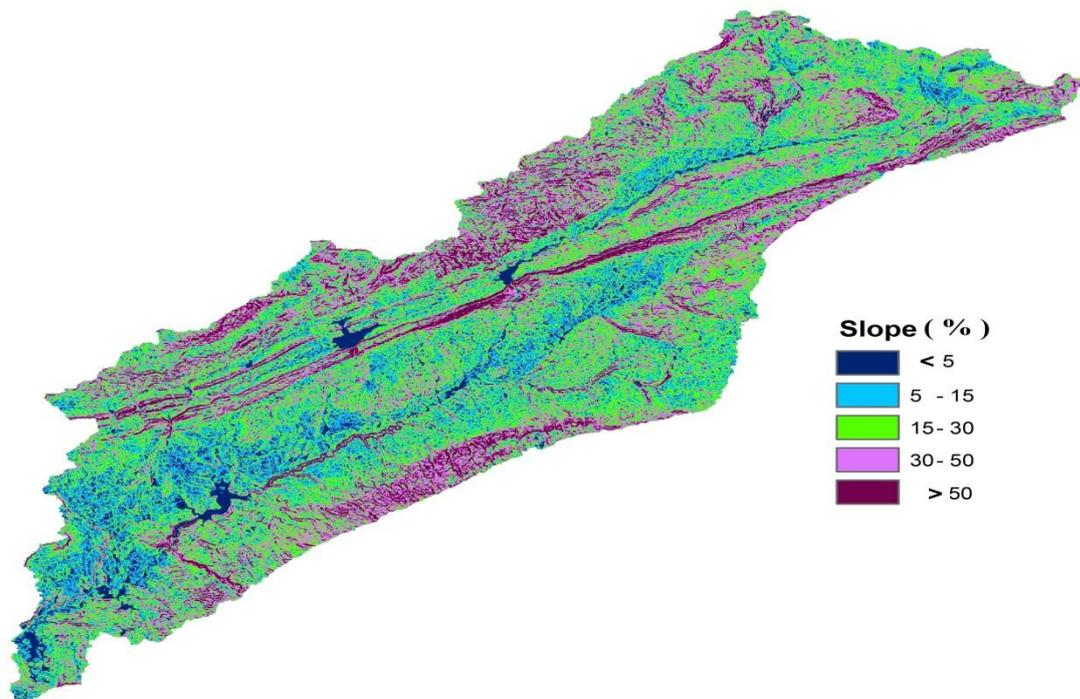


Figure 3.5: Carte des classes des pentes.

3.3. Indice d'humidité topographique

Le concept d'indice d'humidité topographique (Topographic Wetness Index (TWI)) a été premièrement introduit par Beven et Kirkby (1979). TWI est un indice à base physique qui peut quantifier l'effet de la topographie sur la genèse de ruissellement. En effet, cet indice permet de déduire l'extension des surfaces saturées en fonction de l'humidité moyenne du bassin versant (Gascoin, 2009) . Les zones où la probabilité d'avoir une zone humide est importante étant celles avec de fortes valeurs de TWI et vice versa. La figure 3.6 montre que les valeurs élevées de TWI sont localisées dans les régions à faible pente sur la vallée de oued.

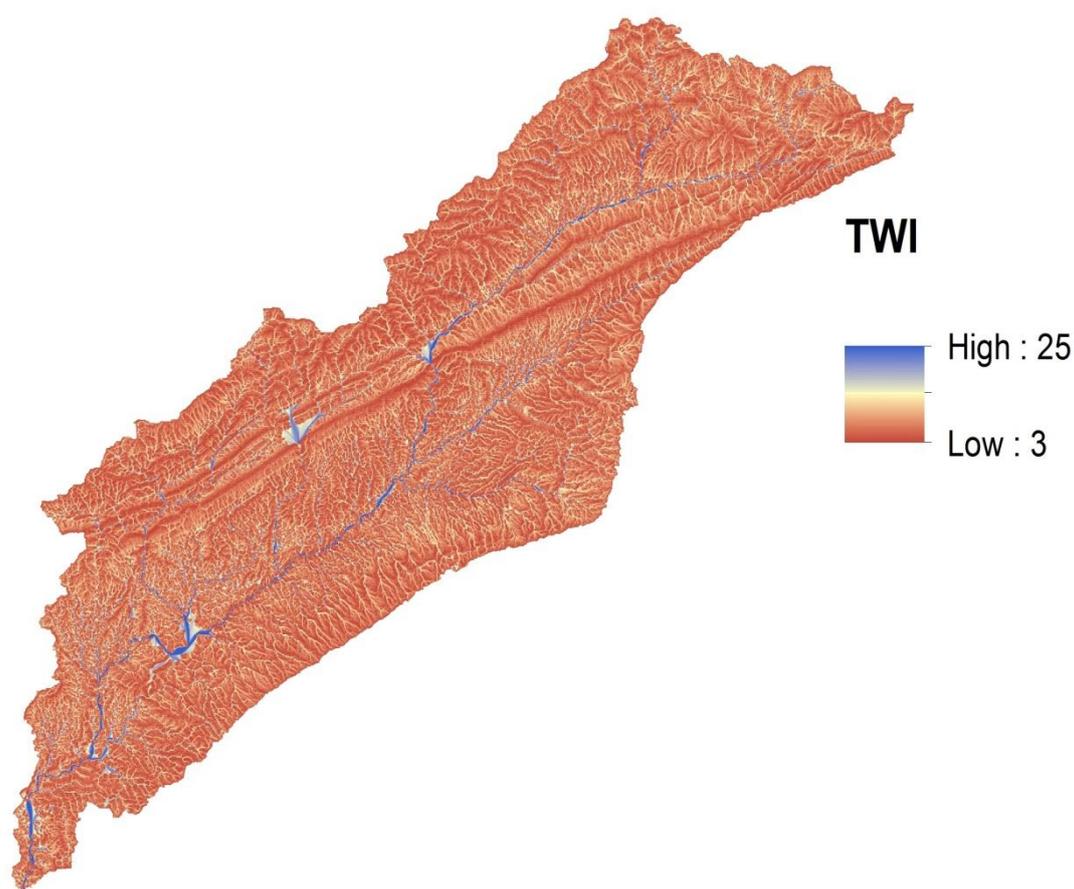


Figure 3.6: Carte d'indice d'humidité topographique.

3.4. Couvert végétal et occupation de sol

Le couvert végétal, est constitué principalement de forêts (cèdre, chêne vert, pin d'alep et maquis), les vergers et jardins, cultures céréalière, cultures maraîchère de montagne intermittentes. Ce couvert végétal, vient ajouter son influence à celle de la géologie

et la topographie pour accentuer la rapidité du ruissellement des eaux, l'évapotranspiration et la capacité de rétention du bassin. Le reste présente des affleurements rocheux, sol très érodé, maigre végétation ou sol nu. Les parcours constitués d'étendus d'Alfa et de prairies, des terres improductives. L'Arboriculture, spécialement la culture du pommier et l'abricotier est la principale activité de la population de la région pour sa rentabilité économique et les conditions pédologiques et climatiques favorables (figure 3.7).

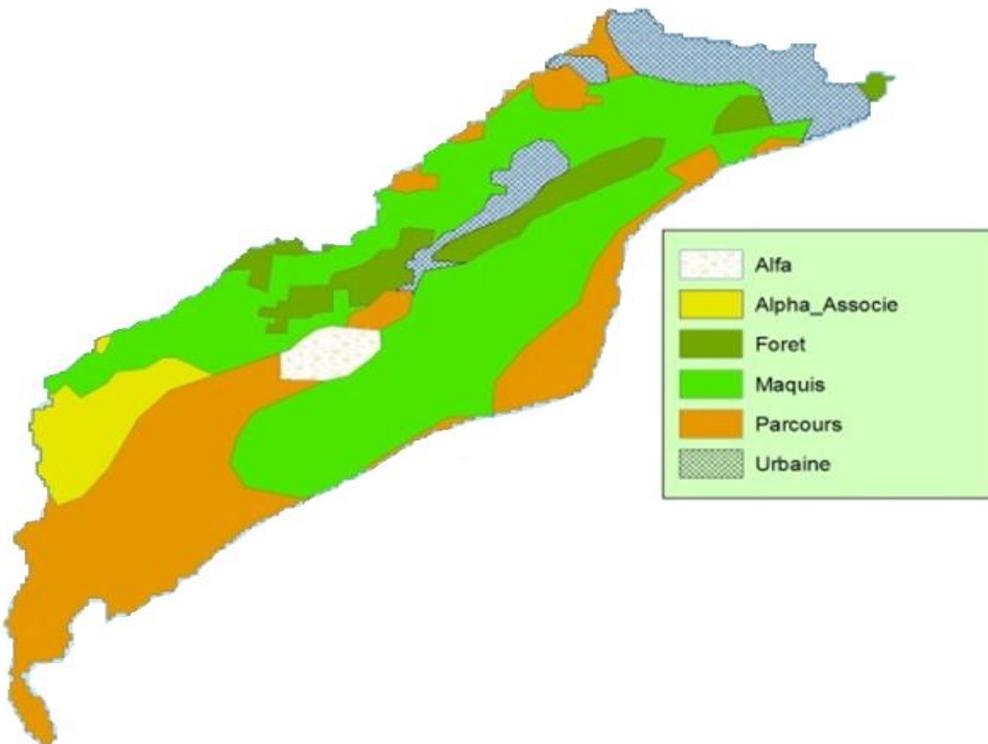


Figure 3.7: Carte de l'occupation de sol. (Source : extraite de la carte de l'occupation des sols des wilayas du nord de l'Algérie. Inventaire forestier nationale année 2009).

4. Hydro-pluviométrie du bassin versant de oued Abiod

Les précipitations et l'écoulement de surface sont des processus hydrométéorologiques les plus variables dans l'espace et dans le temps. Leur mesure et leur étude détaillée sont primordiales pour la connaissance du régime des oueds. L'ensemble des données pluviométriques ont été collectées auprès des services de l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (ANRH) de Biskra et de Batna.

En ce qui concerne les données de débit, les données sont fournies principalement par deux services, l'Agence Nationale des Barrages et Transfères Biskra (ANBT) et l'ANRH. L'ANRH fournit des débits journaliers de oued Abiod sur la période 1971-1998 à la station hydrométrique de M'chounèche (code 06 15 02). Cette station se situe à 18 km en amont du barrage de Foug el Gherza. Elle a été endommagée lors des crues de 1999/2000 et se trouve depuis non opérationnelle. Elle comporte par ailleurs des lacunes dans les enregistrements. Aussi l'extrapolation des courbes de tarages devient hasardeuse par l'impossibilité de réaliser des jaugeages pour des forts débits. Par conséquent le suivi des observations hydrométriques lors des fortes crues échappe parfois à la technique de jaugeage conventionnelle. Cette insuffisance pour réaliser une couverture exhaustive de toutes les crues survenues sur oued Abiod et observées à la station de M'chounèche a limité la présente étude à traiter uniquement les données d'exploitation du barrage de Foug El Gherza fournies par l'ANBT (Benkhaled *et al.*, 2013).

4.1. Pluviométrie du bassin

4.1.1. Présentation et analyse des données

Le bassin versant de oued Abiod est équipé de six stations pluviométriques : Médina, Arris, T'Kout, Tiffelfel, M'Chouneche et une autre station qui se trouve en aval, au niveau du barrage de Foug El Gherza (figure 3.1). Cependant, la variabilité de la qualité des données et des durées des chroniques a nécessité un choix des stations basées sur deux critères. La durée de la chronique et l'importance des lacunes. Les données avec plus de 20% des lacunes peuvent présenter des biais significatifs (Teegavarapu, 2012). Seules les stations comportant moins de 20% de lacunes sur la période 1974-2011 seront retenues. A l'issue de cette lecture préliminaire des données, les stations de M'chounech et Aris sont exclues.

Tableau 4.1: Caractéristiques des stations pluviométriques de oued Abiod.

Station pluviométrique	Code de la station	Coordonnées			Pluie moyenne inter annuelle	Période d'observation
		Longitude	Latitude	Altitude (m)		
Médina	06 15 03	6° 31' 02'' E	35° 19' 46'' N	1570	450	1969-2011
T'Kout	06 15 05	6° 18' 22'' E	35° 08' 42'' N	998	292	1970-2011
Tiffelfel	06 15 11	6° 13' 57'' E	35° 06' 53'' N	740	140	1974-2011
Foum el Gherza	06 16 01	5° 55' 33'' E	34° 51' 12'' N	100	116	1951-2011

Le diagramme de la figure 4.1 illustre la relation entre les précipitations des postes considérés et leurs altitudes et montre une décroissance des précipitations du nord-est vers le sud-ouest. Les zones les plus arrosées sont celles situées en altitudes, dans la partie nord-est du sous bassin.

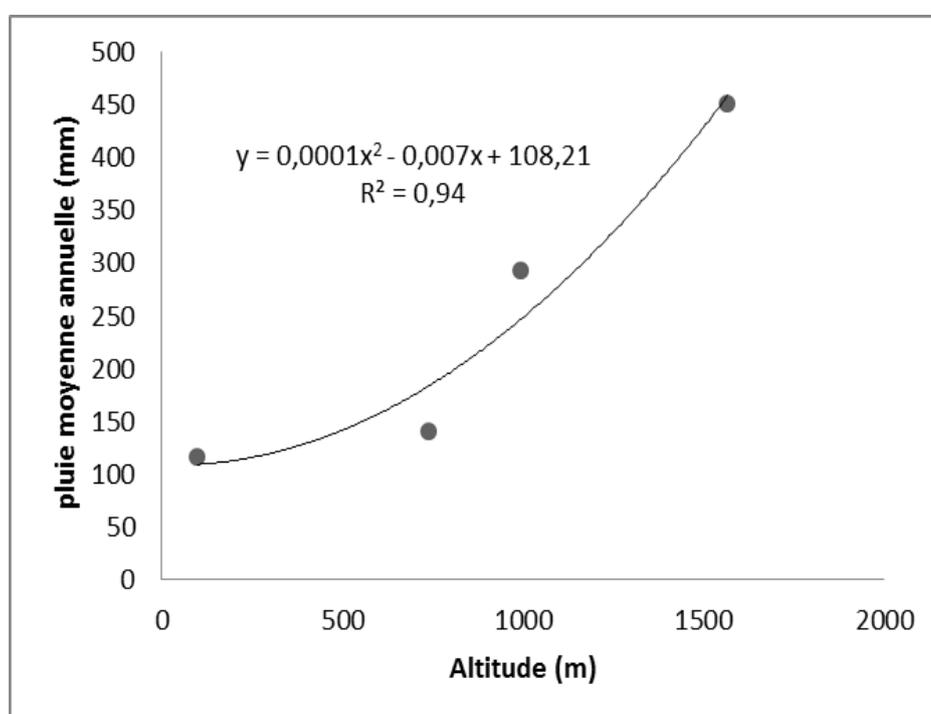


Figure 4.1: Loi de pluviosité du bassin de oued Abiod.

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

La station de Foum El Gherza, en regard de sa position au niveau de barrage ne présente aucune lacune d'observation suivie par la station de Médina 1%, T'kout 10% et Tiffelfel 15%.

Parmi les méthodes de comblement des lacunes fréquemment utilisées par les hydrologues on peut citer la méthode de pondération par l'inverse de la distance (IDW), la régression linéaire simple, la régression multiple, la méthode de ratio normal et la moyenne arithmétique des stations voisines (Di Piazza, 2011; Hasan, 2013; Campozano *et al.*, 2014; Sivapragasam *et al.*, 2015). En effet, la grande variabilité spatio-temporelle des précipitations dans les régions arides et semi arides complique le choix de la méthode de comblement. La régression simple entre les stations donne des coefficients de corrélation non significatifs. Pour cela, on a opté pour une méthode qui peut répondre au double objectif de critique et de comblement des lacunes, c'est la méthode des doubles cumuls.

Cette technique graphique nécessite la connaissance des données annuelles homogènes et observées dans une station de référence dite station témoin, voisine à la station à corriger et à compléter. Il s'agit principalement de comparer la tendance de la station étudiée par rapport à celle de la station témoin, en traçant le graphe des données cumulées à la station étudiée par rapport aux données cumulées de la station témoin. La méthode est fondée sur le principe qu'en l'absence d'anomalie, deux stations A et B, voisines mesurent chaque année une pluviométrie annuelle dans un rapport sensiblement constant d'une année à l'autre, que l'année soit sèche ou humide. En conséquence, les points $M(i)$ de coordonnées des pluies cumulées calculées à chaque station A et B jusqu'à l'année (i) sont pratiquement alignées. En revanche si une erreur systématique à la station étudiée s'est produite, la droite des doubles cumuls présenterait une cassure de sa pente à l'année de l'introduction de l'erreur.

La figure 4.2 présente la matrice de corrélation des courbes des doubles cumuls. On note que, quels que soient les stations de mesure considérées, la corrélation est de grande signification. La figure montre aussi la concordance entre les formes des histogrammes et les droites des doubles cumuls des stations de Medina et T'kout d'un côté, et les stations de Foum El Gherza et Tiffelfel d'un autre côté. En conséquence, la pente de la droite de régression entre les stations de Medina et T'kout, et les stations de Foum El Gherza et Tiffelfel est utilisée pour le comblement des lacunes des stations de Tiffelfel et T'kout.

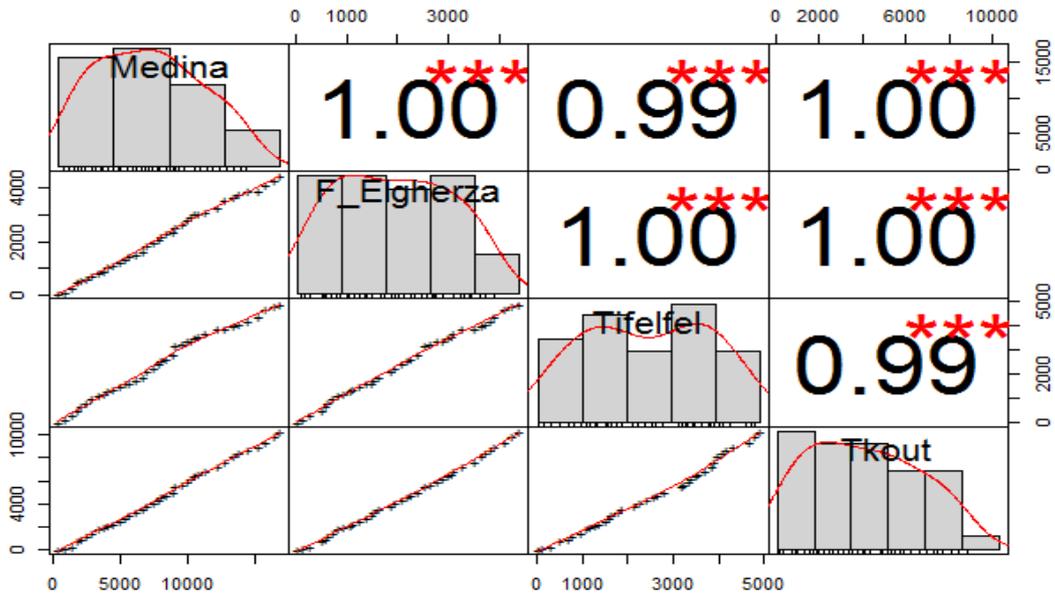


Figure 4.2: Matrice de corrélation des courbes de double cumul.

4.1.2 Variabilité temporelle des pluies

La figure 4.3 montre la variabilité des pluies journalières pour les stations considérées. La série temporelle présente toutes les données après le comblement des lacunes. Il est très clair que la station de Foum El Gherza a connu des évènements de pluies très exceptionnelles qui dépassent 100 mm alors que sa moyenne annuelle est de 116 mm. Ce record n'a jamais été dépassé depuis 1973.

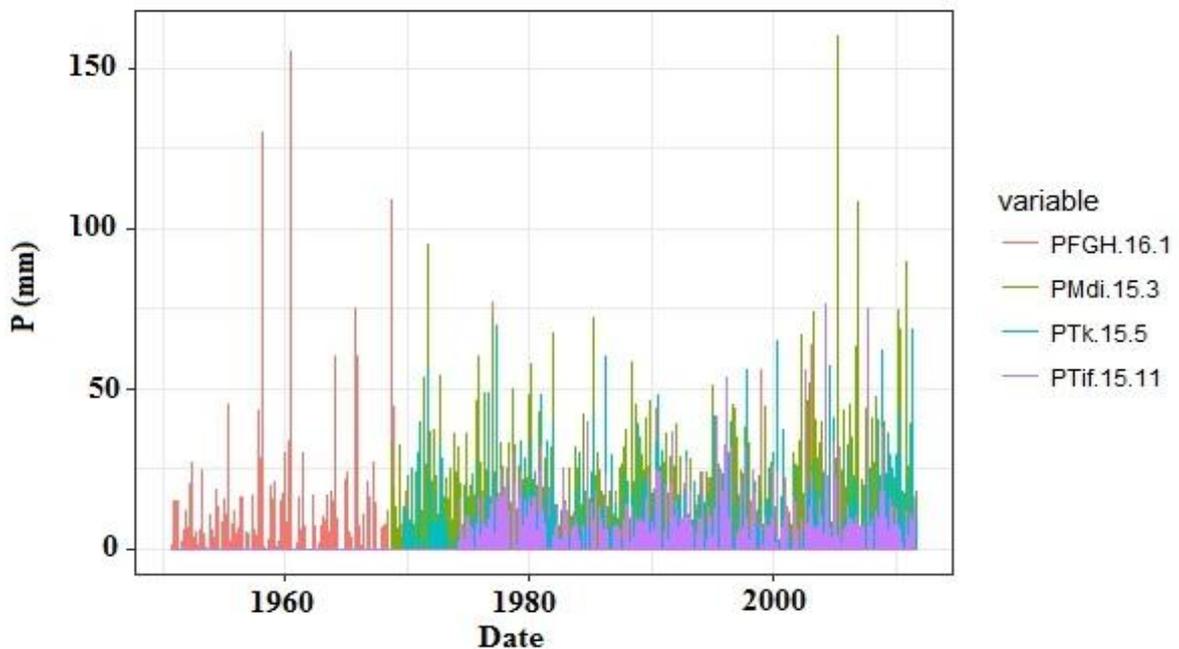


Figure 4.3: Série temporelle des pluies journalières.

Pour une image plus claire de la variabilité des précipitations de la région d'étude, la série des pluies journalières a été agrégée à des séries mensuelles, saisonnières et annuelles.

La figure 4.4 met en évidence une forte variabilité pluviométrique. En effet, on peut constater qu'en générale les mois de Septembre, Octobre, Novembre, Mars, Avril et Mai sont les mois les plus pluvieux pour toutes les stations. La hauteur maximale des pluies est enregistrée au mois de Mai suivie par le mois de Décembre pour les stations de Medina et T'kout. Pour la station de Tiffelfel, les mois d'Octobre et Septembre sont marqués par des hauteurs de précipitation les plus élevées.

Ces constats sont clairement reflétés dans la figure 4.5, où on remarque que le printemps et l'automne sont les saisons les plus pluvieuses.

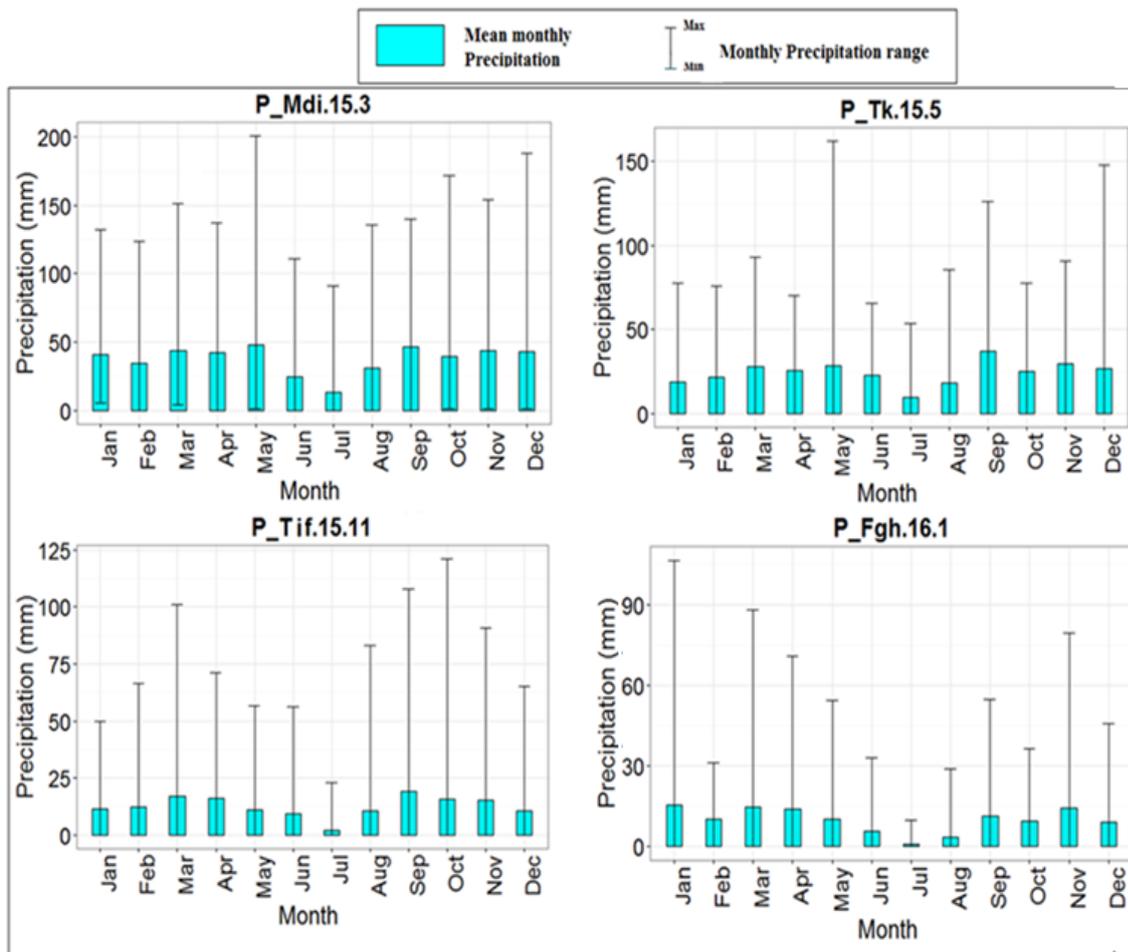


Figure 4.4: Variabilité mensuelle des précipitations.

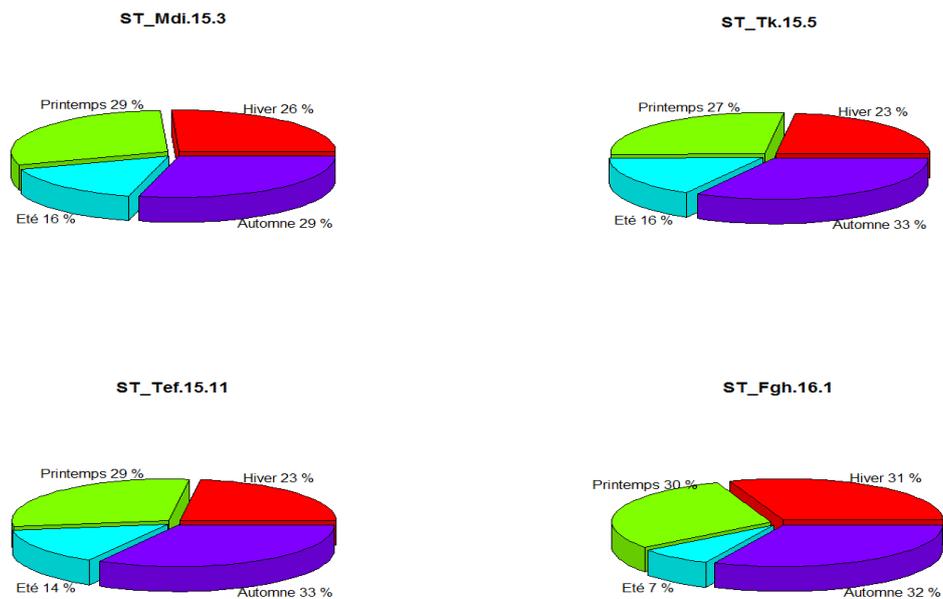


Figure 4.5: Variabilité saisonnière des précipitations.

4.1.3. Tendence des pluies

Les précipitations annuelles connaissent une forte variabilité. Les fluctuations des précipitations au cours de la période d'étude sont très importantes. Au regard de la courbe de tendance linéaire de cette série, une augmentation des précipitations au cours des années a été constaté pour les stations de Medina, T'kout et Tiffelfel. Par contre, la station de Foum El Gherza a connu une diminution des précipitations dans la même période (figure 4.6).

Afin de voir si cette tendance est significative ou si une rupture est présente, les tests de tendance de Mann Kendall et de détection des ruptures de Pettitt, de Buischand et de segmentation de Hubert sont appliqués sur les séries des données. Les tests ont donné des résultats différents pour les stations de Medina et T'kout. Les résultats montrent qu'à un niveau de signification de 5%. Les tests de segmentation de Hubert, Pettitt, et Buischand montrent une rupture significative en 2001 pour la station de Medina, alors que la stationnarité est acceptée par le test de Mann Kendall. Ce dernier rejette l'hypothèse de stationnarité pour la station de T'kout avec les tests de segmentation de Hubert et Buischand, la rupture est produite en 2002, seul le test de Pettitt a accepté l'hypothèse de stationnarité. Pour les stations de Tiffelfel et Foum El Gherza la tendance annuelle n'est pas significative. En fait, aucune rupture n'a été détectée.

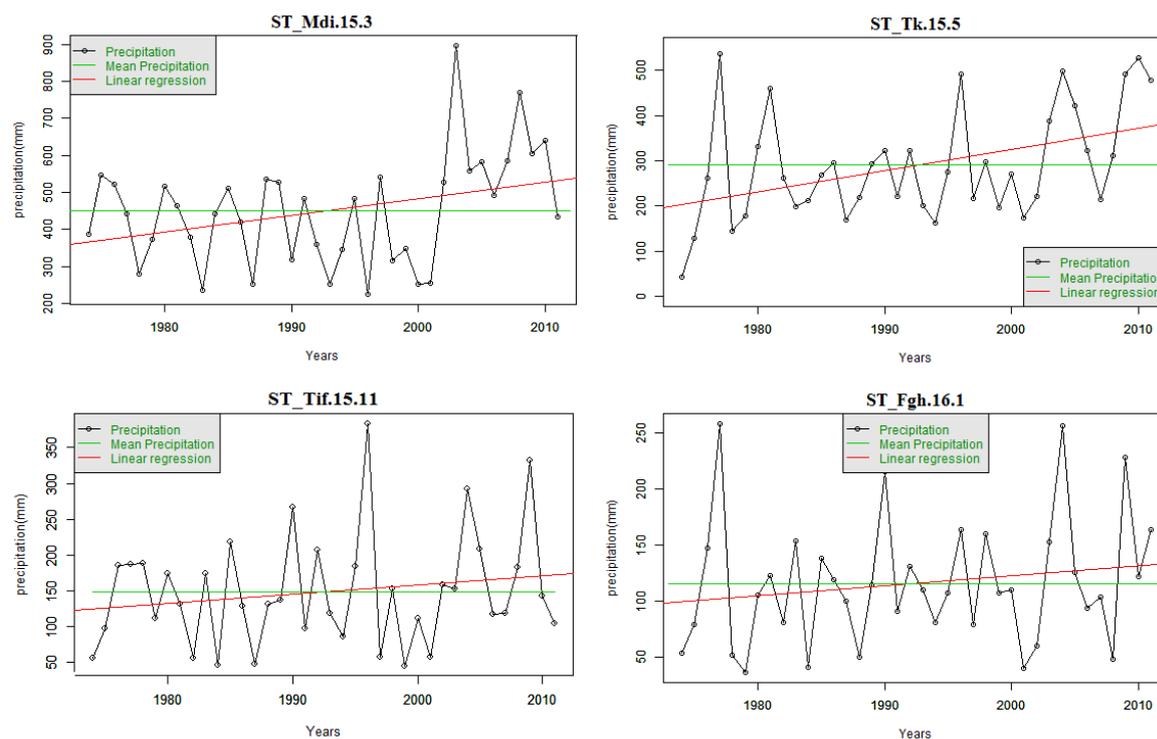


Figure 4.6: Variabilité interannuelle de précipitation.

Tableau 4.2: Résultats d'analyse de rupture dans les séries pluviométriques annuelles.

Test	Statistiques	ST_Mdi.15.3	ST_Tk.15.5	ST_Tif.15.11	ST_Fgh.16.1
Segmentation de Hubert	Rupture/	1974-2001/393.8	1975-2002/261.6	Pas de rupture	Pas de rupture
	Moyenne	2002-2011/609.1	2003-2011/405.5		
Pettitt	p-value	0.005	0.06	0.78	0.86
	K	236	174	0.78	89
	T	2001	Pas de rupture	Pas de rupture	
Mann-Kendal	p-value	0.063	0.016	0.466	0.303
	τ	0.212	0.279	0.084	0.118
	Q	10.77	8.54	4.21	4.49
Buischand	p-value	0.001	0.02	0.617	0.53
	T	2001	2002	Pas de rupture	Pas de rupture

En revanche; les crues extrêmes sont liées principalement aux pluies journalières maximales. La variabilité interannuelle de ces derniers est présentée dans la figure 4.7. La courbe de tendance reflète une augmentation de la pluie journalière maximale durant la période d'observation. Les résultats des tests de stationnarité présentés dans le tableau 4.3 montrent qu'en général les tendances ne sont pas significatives pour toutes les stations. Seuls les tests de Buischand et de segmentation de Hubert sont significatifs pour la station de

Medina sous l'effet de la valeur extrême enregistrée en 2005. Une deuxième vérification, sans cette valeur extrême, donne des résultats non significatifs de tendance.

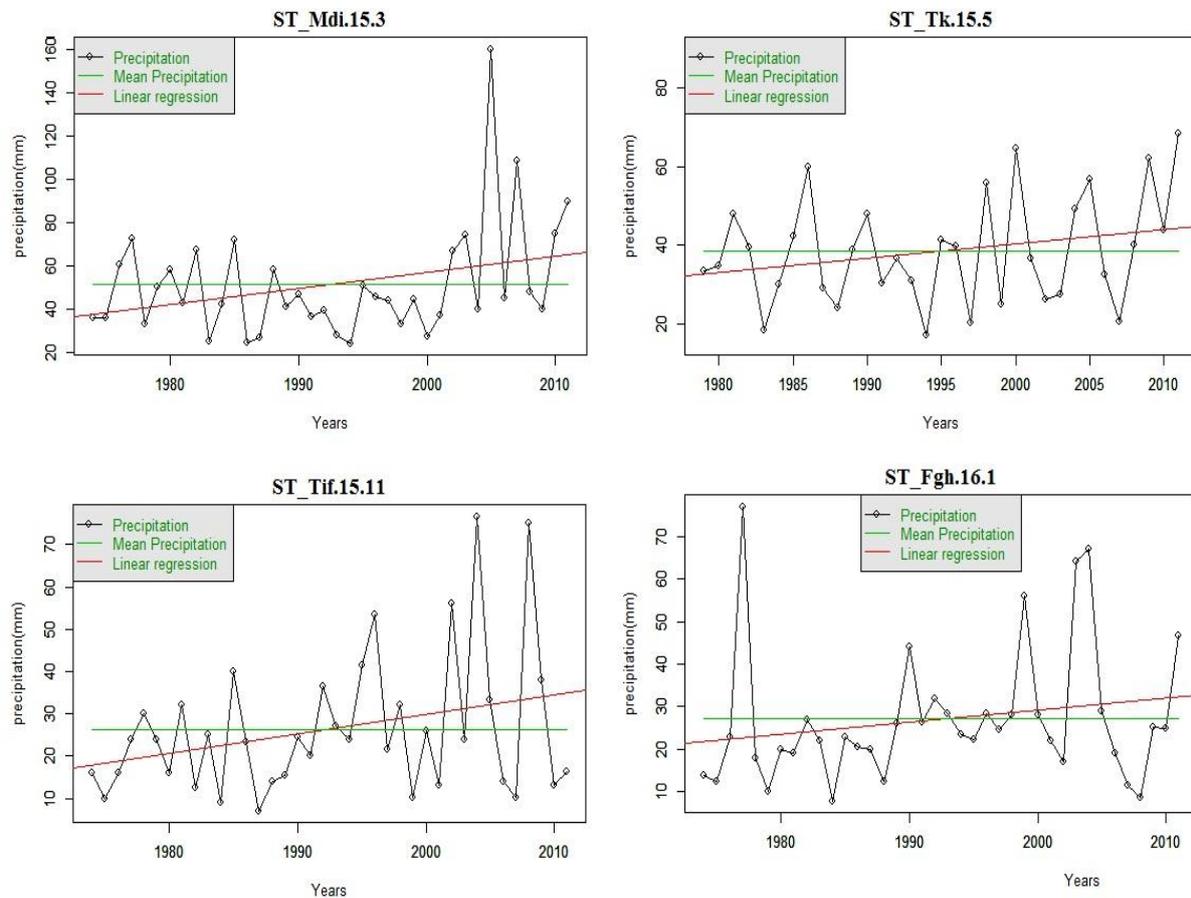


Figure 4.7: Variabilité interannuelle des précipitations journalières maximales.

Tableau 4.3: Résultats d'analyse des ruptures dans les séries des pluies journalières maximales.

Test	Statistiques	ST_Mdi.15.3	ST_Tk.15.5	ST_Tif.15.11	ST_Fgh.16.1
Segmentation de Hubert	Rupture/	1974-2004/44.61	Pas de rupture	Pas de rupture	Pas de rupture
	Moyenne	2005-2005/160			
		2006-2011/67.57			
Pettitt	p-value	0.068	0.574	0.263	0.061
	K	178	104	138	174
	T	2001	Pas de rupture	Pas de rupture	Pas de rupture
Mann-Kendal	p-value	0.155	0.089	0.137	0.077
	τ	0.162	0.197	0.169	0.204
	Q	9.03	5.26	6.99	4.65
Buischand	p-value	0.006	0.335	0.09	0.46
	T	2001	Pas de rupture	Pas de rupture	Pas de rupture

4.2. Hydrologie du bassin

4.2.1. Analyse de la chronique des débits

Les données sur les crues de oued Abiod avant l'an 1950, sont très rares, voire inexistantes. En effet, la monographie de SCET (1972) cite une crue qui a eu lieu le 15 au 16 septembre, dont le débit de pointe a été estimé entre 800 et 1500 m³/s. Ce même événement est cité dans le rapport de synthèse des ANAT (2003) qui rapporte un débit de pointe de 800 m³/s. 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. Duquesnoy (1949) admet que les débits des crues exceptionnelles dans ce même cours d'eau ne doivent pas dépasser les 500 m³/s. Dubief (1953) a rapporté dans son livre «Essai sur l'hydrologie superficielle au Sahara» des informations sur les inondations qui ont eu lieu entre 1935 et 1941. Les observations inscrites dans les archives du Service des études Scientifiques (SES) ne portent que sur le degré d'importance des crues (H.L.P., 1953) comme le montre le tableau 4.4.

Tableau 4.4: Observations sur quelques crues de la période 1935-1950 (Dubief, 1953).

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

Après la construction du barrage de Foug El Gherza, les débits de crue ont été déduits à partir des variations de niveau d'eau du réservoir. Le tableau 4.5 fournit un exemple de données collectées est représenté au, où l'on retrouve les données horaires des variations de la cote du plan d'eau ainsi que les volumes correspondants.

Tableau 4.5: Observations sur la crue de 06/09/1953 (ANBT ,2008).

date	Cote (m)	Heure	Volume (hm ³)
06/09/1953	171.71	08 h 00	6.799
	171.71	09 h 45	6.799
	171.90	12 h 00	6.934
	172.06	18 h 00	7.052
	172.06	19 h 30	7.052
	172.06	20 h 00	7.052
	172.10	21 h 00	7.081

La chronique la plus détaillée concerne les données d'exploitation du barrage de Foug el Gherza. Le tableau 4.6, est un exemple de données fournies par l'ANBT et concerne les crues qui ont déversé. Cette collecte a rapporté suffisamment d'informations décrivant l'évolution des crues avant et après le déversement. Les détails concernent le débit moyen, le débit maximal, l'apport de crue, la durée totale de la crue, et la lame d'eau maximale déversée.

Le rapport complémentaire fournit les renseignements sur l'évolution de cette crue avant et après déversement :

Débit moyen de la crue	33,61 m ³ / s
Débit de pointe	53,94 m ³ / s
Durée totale de la crue	30 heures
Apport de la crue	1,84 Hm ³
Cote du plan d'eau avant la crue	198,71 m
Hauteur de pointe (maximale)	199,61 m
Cote du plan d'eau après la crue	199,30m
Lame d'eau maximale déversée	0,71 m
Vitesse de la crue (au cours de déversement)	6,45 cm/h

Tableau 4.6: Observations sur la crue du 05-06/12/2004 avec un rapport complémentaire (ANBT ,2008).

Date	Horaire (Heure)	Cote de plan d'eau (NGA)	Volume de la retenue (Hm ³)	Variation du volume de la retenue (Hm ³)	Débit instantané (m ³ /s)	Lame d'eau déversée (m ³ /s)	Volume déversé (Hm ³)
05.12. 04	02h 00	198.71	14.31		0		
	03h 00	198.75	14.432	0.122	0.00		
	04h 00	198.82	14.646	0.14	0.00		
	05h 00	198.90	14.893	0.247	0.91	5.00	0.018
	06h 00	198.98	15.142	0.249	3.82	0.08	0.000
	07h 00	199.04	15.329	0.187	6.74	0.14	0.001
	08h 00	199.12	15.58	0.251	11.42	0.22	0.001
	09h 00	199.20	15.832	0.252	16.86	0.30	0.001
	10h 00	199.35	16.31	0.478	28.79	0.45	0.002
	11h 00	199.50	16.792	0.482	42.67	0.60	0.002
	12h 00	199.56	16.986	0.194	48.71	0.66	0.002
	13h 00	199.61	17.148	0.162	53.94	0.71	0.003
	14h 00	199.61	17.148	0.00	53.94	0.71	0.003
	15h 00	199.60	17.115	-0.033	52.88	0.70	0.003
	16h 00	199.59	17.083	-0.032	51.83	0.69	0.002
	17h 00	199.58	17.051	-0.032	50.78	0.68	0.002
	18h 00	199.57	17.018	-0.033	49.74	0.67	0.002
	19h 00	199.56	16.986	-0.032	48.71	0.66	0.002
	20h 00	199.55	16.953	-0.033	47.68	0.65	0.002
21h 00	199.54	16.921	-0.032	46.66	0.64	0.002	
22h 00	199.53	16.888	-0.033	45.65	0.63	0.002	
23h 00	199.51	16.824	-0.064	43.65	0.61	0.002	
06.12. 04	00h 00	199.49	16.759	-0.065	41.69	0.59	0.002
	01h 00	199.47	16.695	-0.064	39.75	0.57	0.002
	02h 00	199.45	16.630	-0.065	37.84	0.55	0.002
	03h 00	199.43	16.556	-0.074	35.96	0.53	0.002
	04h 00	199.41	16.502	-0.054	34.12	0.51	0.002
	05h 00	199.39	16.438	-0.064	32.31	0.49	0.002
	06h 00	199.36	16.342	-0.096	29.65	0.46	0.002
	07h 00	199.33	16.246	-0.096	27.08	0.43	0.002
	08h 00	199.30	16.15	-0.096	24.58	0.40	0.001

L'ensemble des données s'étalent sur la période 1950-2011. Le nombre d'évènements de crues enregistrées est de l'ordre de 405 crues, soit en moyenne environ de sept crues par ans. Ces données sont obtenues par conversion des apports en débits. Les apports sont déterminés à partir de la lecture des hauteurs d'eau à pas du temps horaire 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.

Une première analyse de la qualité des mesures consiste à superposer les données de mesure des hauteurs, transformées en volume, sur les courbes de la loi hauteur – volume pour chaque levé bathymétrique. La figure 4.8 présente les courbes hauteur – volume du barrage de Foum El Gherza et les crues enregistrées depuis 1950. On peut constater que les transformations des hauteurs en débits sont de très bonne qualité.

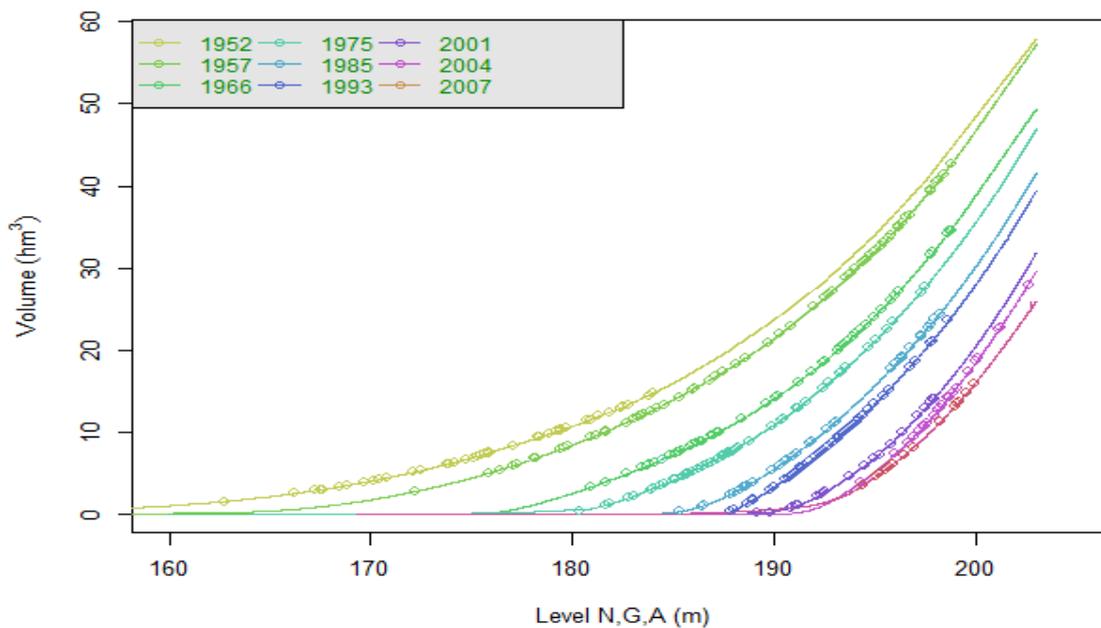


Figure 4.8: Courbes hauteur-volume du barrage de Foum El Gherza.

Le passage des apports aux débits ce fait par deux formules selon le niveau de l'eau dans la retenue du barrage. Soit H_1 et H_2 sont respectivement le niveau d'eau dans la retenue du barrage dans l'instant t_1 et t_2 , correspond aux volumes V_1 et V_2 . Soit H_e le niveau de l'évacuateur de crue.

- Si $H_2 < H_e$ le débit instantané $Q_t = \Delta V / \Delta t$ (4.1)

- Si $H_2 > H_e$ le débit instantané $Q_t = 81.4165 \times (H_2 - H_e)^{1.5}$ (4.2)

Les séries chronologiques des débits moyens et des débits de pointe sont présentées à la figure 4.9. On remarque que la crue d'Octobre 2011 présente certainement un doute concernant son débit de pointe instantané qui dépasse $6200 \text{ m}^3/\text{s}$ et un débit moyen de l'ordre de $900 \text{ m}^3/\text{s}$, valeurs qui n'ont jamais été enregistrées auparavant. Une vérification des données montre qu'une erreur s'est produite dans le calcul du débit de la crue d'Octobre 2011 pendant le déversement. Il a été calculé par l'équation 4.1 au lieu de l'équation 4.2. La correction de cette erreur montre que le débit moyen de cette crue est de $204.16 \text{ m}^3/\text{s}$ avec un débit de pointe instantané de $1556.58 \text{ m}^3/\text{s}$.

Les séries chronologiques des débits moyens et des débits maximaux instantanés après la correction est présenté dans la figure 4.10. La figure montre que les événements observés varient d'une valeur minimale du débit moyen de $0.83 \text{ m}^3/\text{s}$ à une valeur maximale de $760.63 \text{ m}^3/\text{s}$, et un débit de pointe minimal de $1.11 \text{ m}^3/\text{s}$ à un débit maximal de $2152 \text{ m}^3/\text{s}$. L'oued est en général à sec et s'écoule de temps en temps. Le débit moyen journalier, calculé sur l'année hydrologique (365 jours) est de l'ordre de $1.4 \text{ m}^3/\text{s}$. En fait ; les débits ont été estimés seulement sur la période d'observation de la crue. Généralement, dans les régions arides, celle-ci est de l'ordre de quelques minutes à quelques heures. En conséquence, un autre paramètre doit être ajouté pour la définition du régime hydrologique des oueds, appelé le débit moyen humide (V_{mh}), et définit par *Le débit moyen calculé sur la période d'écoulement de oued*, ou autrement *la somme des débits moyens des événements observés divisée par le nombre total des événements*. Par conséquence ; le débit moyen humide de oued Abiod est donc de l'ordre de $68 \text{ m}^3/\text{s}$. Les événements dont le débit moyen est supérieur à V_{mh} sont 123 événements, soit 31% de l'ensemble des données, et 280 d'événements où le débit de pointe est supérieur à V_{mh} soit 69% de l'ensemble des données.

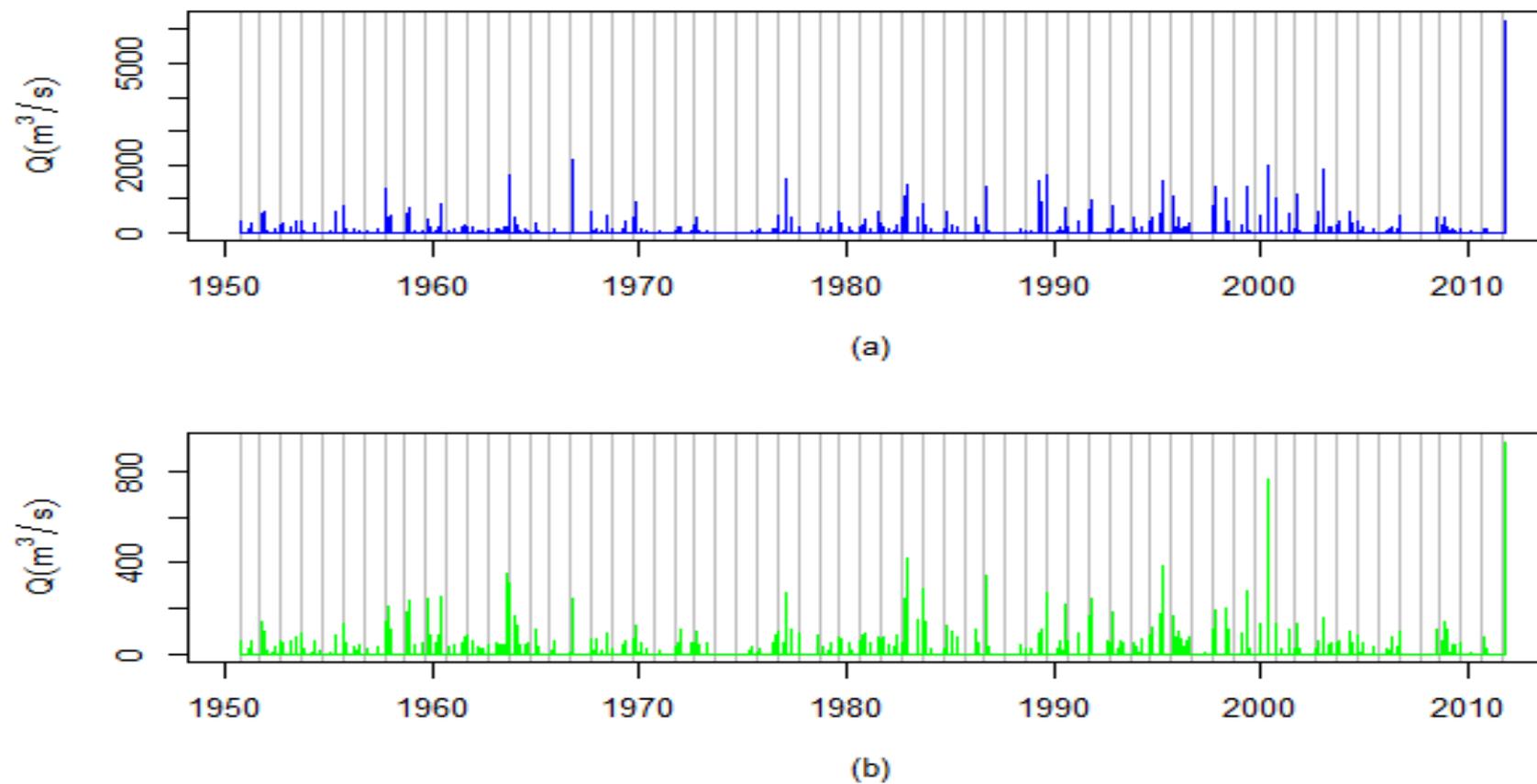


Figure 4.9: Séries temporelles brutes des débits des évènements observés au droit du barrage de Foum El Gherza (Période 1951-2012). a) débits de pointe. b) débits moyens.

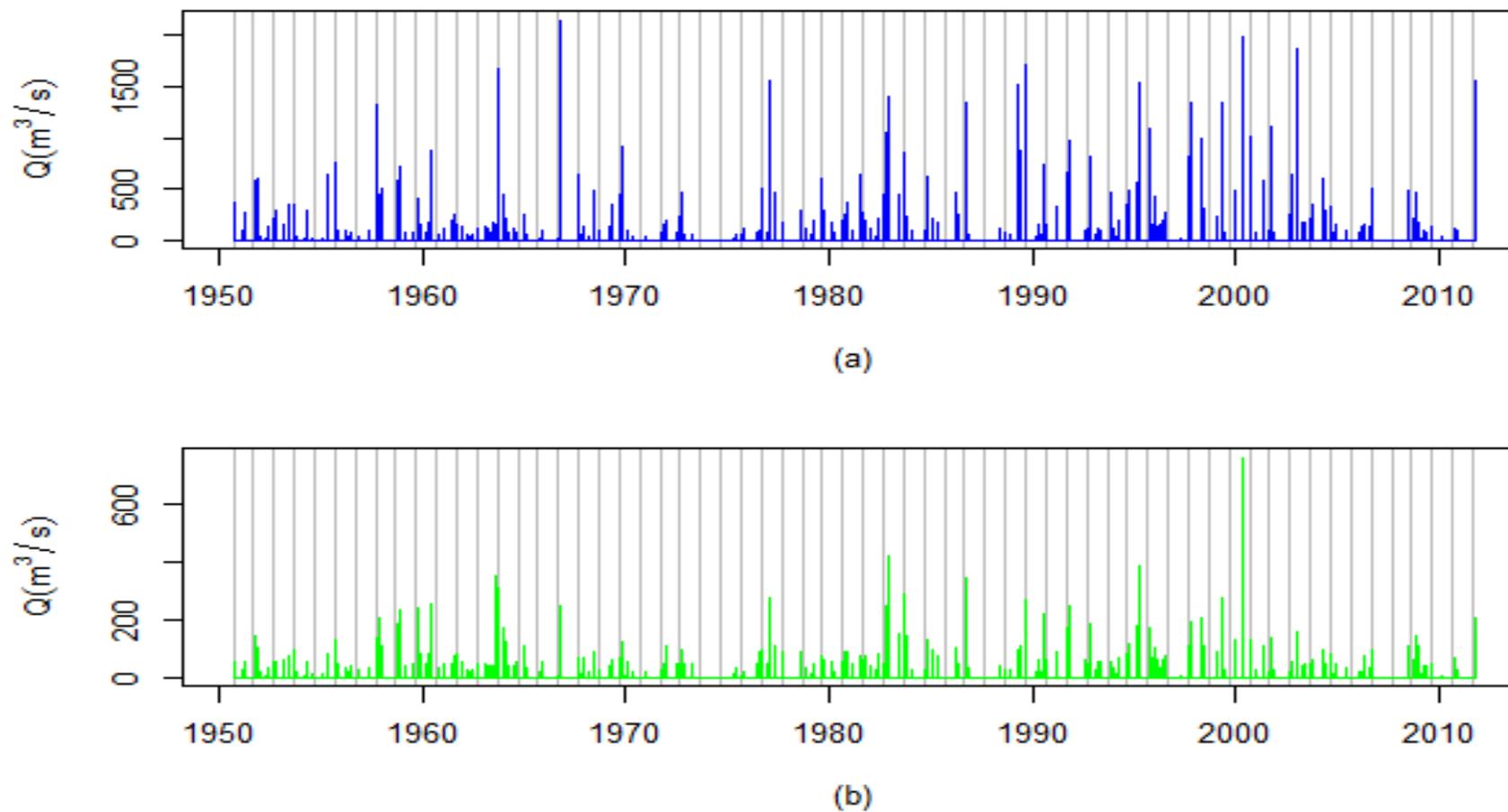


Figure 4.10: Chroniques corrigées des débits des évènements observés à la station de Foum El Gherza (Période 1951-2012). a) débits de pointes. b) débits moyens.

L'analyse des données de crue ont fait l'objet d'un travail conduit par Benkhaled *et al* (2013), où il a constaté que le mois de septembre a le nombre le plus important des évènements, avec 20.30% du total annuel, les mois de l'été (JJA) avec 15.84 % et l'hiver (DJF) avec 16.83%. L'étude montre aussi que 28.46% des crues sont observées dans les mois de printemps (MAM). De point de vue magnitude, 23.2% des crues supérieures à 10 m³/s sont apparues en Septembre, dont 76% sont supérieures à 100 m³/s et les crues supérieures à 200 m³/s sont le double des crues de classe [100,200]. Suivi par le mois d'Octobre avec un pourcentage de 13.6% de l'ensemble des évènements supérieurs à 10 m³/s.

La figure 4.11 présente la variabilité interannuelle des débits moyens annuels, des débits Moyens maXimaux annuels (VMX) et des débits Instantanés maXimaux annuels (QIX). La figure montre une grande variabilité interannuelle des débits avec une tendance à l'augmentation. Cependant, les tests de stationnarités montrent qu'à un niveau de signification de 5% cette tendance n'est pas significative (tableau 4.7).

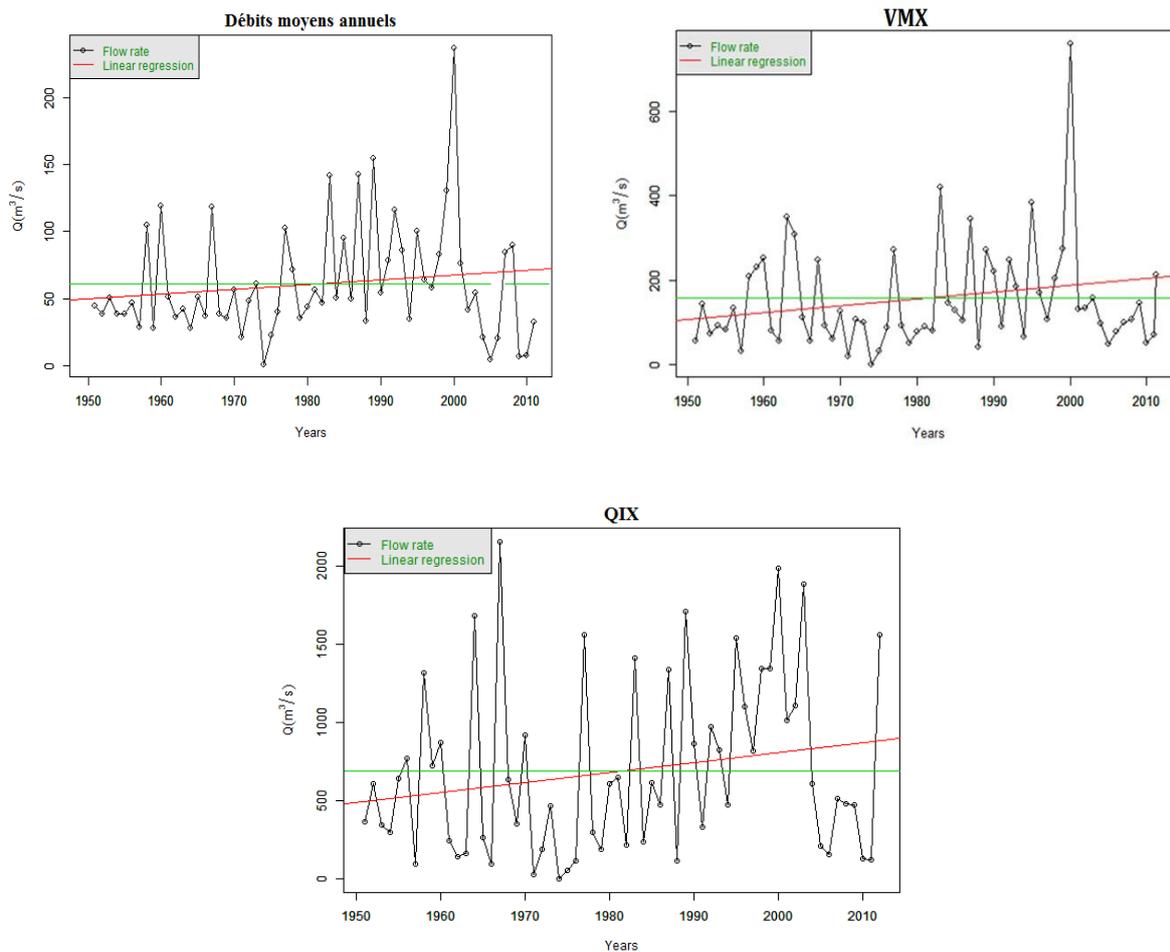


Figure 4.11: Variabilité interannuelle des débits.

Tableau 4.7: Résultats d'analyse de rupture dans les séries des débits journaliers maximaux.

Test	Statistiques	Débit moyen annuel	Maxima annuel des débits moyens (VMX)	Maxima annuel des débits instantanés (QIX)
Segmentation de Hubert	Rupture/ Moyenne	Pas de rupture	Pas de rupture	Pas de rupture
	p-value	0.192	0.1261	0.100
Pettitt	K	300	334	348
	T	Pas de rupture	Pas de rupture	Pas de rupture
Mann-Kendal	p-value	0.347	0.253	0.130
	τ	0.083	0.100	0.132
Buischand	Q	8.875	8.152	9.102
	p-value	0.107	0.163	0.098
	T	Pas de rupture	Pas de rupture	Pas de rupture

4.2.2 Analyse des hydrogrammes de crues observées

Rappelons que les débits moyens des crues au droit du barrage sont déterminés par conversion des apports exprimés en Hm^3 pendant une période d'observation (t) partant du début des apports vers la retenue jusqu'au retour au débit initial ou de base. En effet, l'un des problèmes les plus importants de cette étude est, d'un côté la fréquence d'enregistrement du débit des crues qui est en général d'une heure. Toutefois certaines crues sont relevées à un pas de temps de 30 minutes et seules les crues du 25 Août 1953 et du 05 Septembre 1953 présentent des relevés au pas de 05 et 10 minutes. D'une autre coté, la base de données des crues a révélé des hydrogrammes de crues incomplètes dans la phase de montée et/ou dans la phase de décrue. Il est compréhensible de trouver des crues marquées par un début de montée relativement élevé dans une région caractérisé par des crues souvent soudaines et rapides (Flash floods), comme c'est le cas des crues du 25 Août 1953, du 09 Mai 2000 et du 03 Mai 2006. Ce qui est moins compréhensible c'est de trouver des hydrogrammes incomplets dans la phase de décrue, comme celle du 09 Mai 2000. Cette dernière, débute d'un débit de $168.67 \text{ m}^3/\text{s}$ et finit par un débit de $628.33 \text{ m}^3/\text{s}$ avec un débit moyen qui représente le plus important débit enregistré de $760.63 \text{ m}^3/\text{s}$ et un débit de pointe de $1985 \text{ m}^3/\text{s}$. Alors que le débit moyen de la crue la plus importante du point de vue débit de pointe instantané (crue de 10 Octobre 1966) n'est que $247.32 \text{ m}^3/\text{s}$.

Il est clair que le débit moyen de la crue du 09 Mai 2000 est gonflé sur le fait de débit de départ et de débit final de la crue. Par contre, le débit moyen de la crue de 10 Octobre 1966 est sous-estimé sous l'effet des faibles débits de tarissement (figure 4.12). Pour remédier à ce biais, tout évènement qui ne forme pas un hydrogramme complet, avec un début et une fin de ruissellement bien définie sera éliminé. De plus, dans l'oued, l'écoulement se confond avec la crue. En certaines régions, le même mot désigne à la fois l'un et l'autre (Joly, 2006). S'agissant de l'étude des crues, une définition de ce phénomène prend en compte la spécificité de l'écoulement des oueds dans les régions arides doit être mise en évidence. Dans ce que suit, nous avons décidé de considérer que *l'oued est en crue seulement pour les évènements dont le débit de pointe instantané est supérieur ou égal au débit moyen humide (V_{mh})*. Les autres évènements seront donc considérés comme écoulement ordinaire de l'oued et/ou étiage.

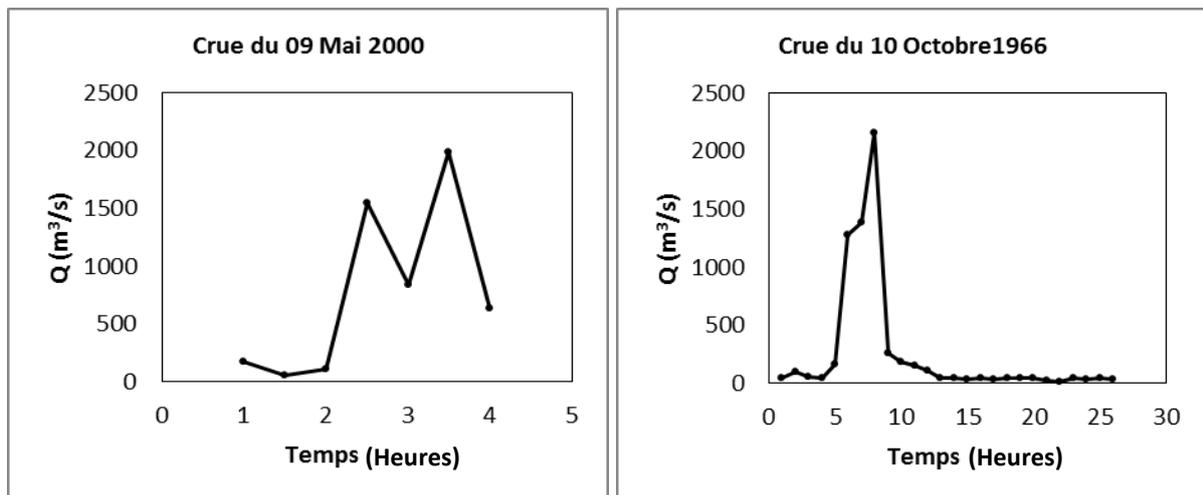


Figure 4.12: Exemple d'hydrogrammes observés au niveau du barrage de Foum El Gherza.

En définitive, il reste 162 crues réparties sur la période d'analyse. D'une manière générale, ces crues peuvent être classées en deux types:

- a. Les crues simples : présentent 125 crues de l'échantillon, soit 75% des évènements retenus. Ces crues caractérisées par une seule pointe due à la montée du niveau d'eau suivit d'une descente. Les crues du 29 Mars 2004 et du 10 Octobre 1966 représentent un bon exemple de ce type d'hydrogramme (Figure 4.13).
- b. Les crues complexes : Ce type complexe d'hydrogramme correspond au cas où nous avons plusieurs pointes suite à plusieurs baisses et plusieurs hausses des niveaux d'eau. Ce qui témoigne de la pluralité des facteurs responsables de la crue, comme

exemple, l'arrivée successive des eaux de différents affluents ou encore des averses espacées dans le temps. La crue du 04 septembre 1972 caractérisée par plusieurs pointes, et la crue double de 31 octobre 1982 sont des exemples de ce type (Figure 4.14).

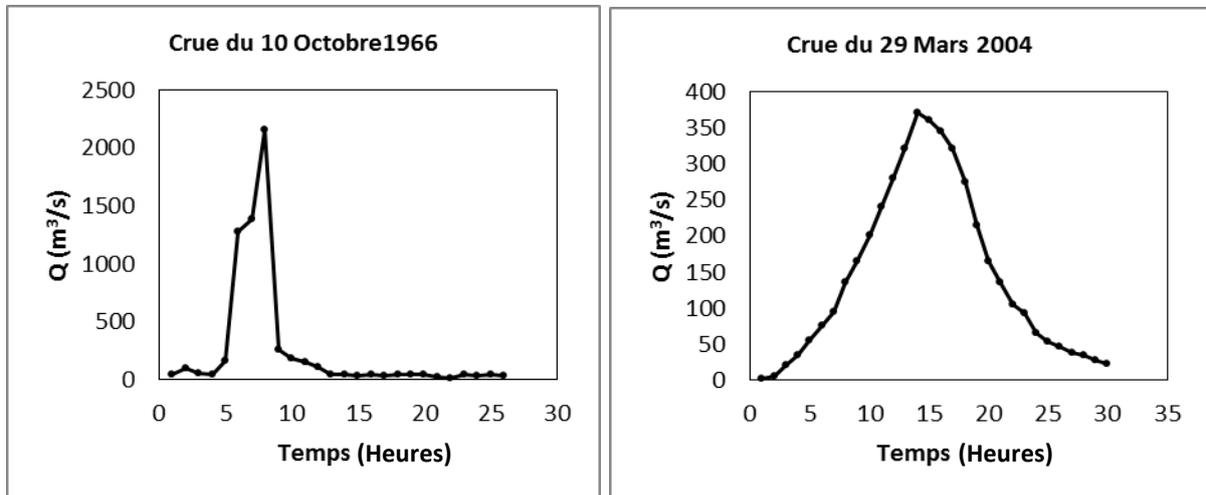


Figure 4.13: Exemple de crues simples.

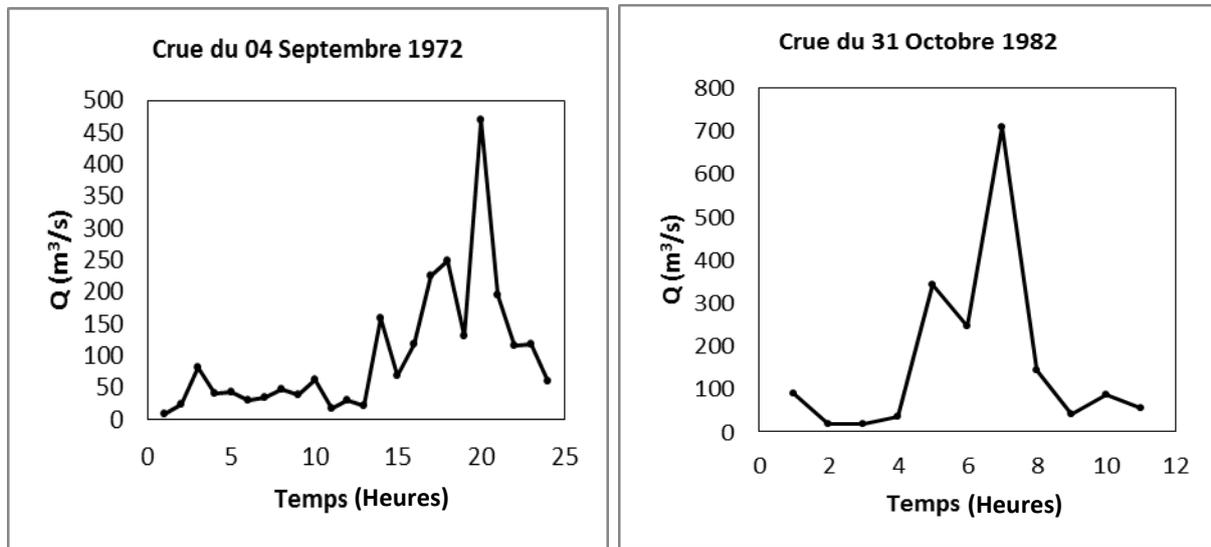


Figure 4.14: Exemples de crues complexes.

La caractérisation des épisodes de crue est basée généralement sur l'analyse de quelques variables-clés dont les valeurs conditionnent la sévérité des crues. A savoir, la durée totale de la crue; le temps de montée; le débit moyen de la crue; débit maximal de la crue; la durée caractéristique de crue et la vitesse des eaux pendant la crue.

4.2.2.1 Analyse du temps de montée et la durée totale de la crue

L'analyse des histogrammes du temps de montée et du temps de base (figure 4.15) montre que la quasi-totalité des crues ont un caractère éclair (*flash flood*). On constate que 86% des crues ont un temps de montée inférieur à 8 heures et un temps de base inférieur à 20 heures, qui traduisent, une aptitude élevée au ruissellement.

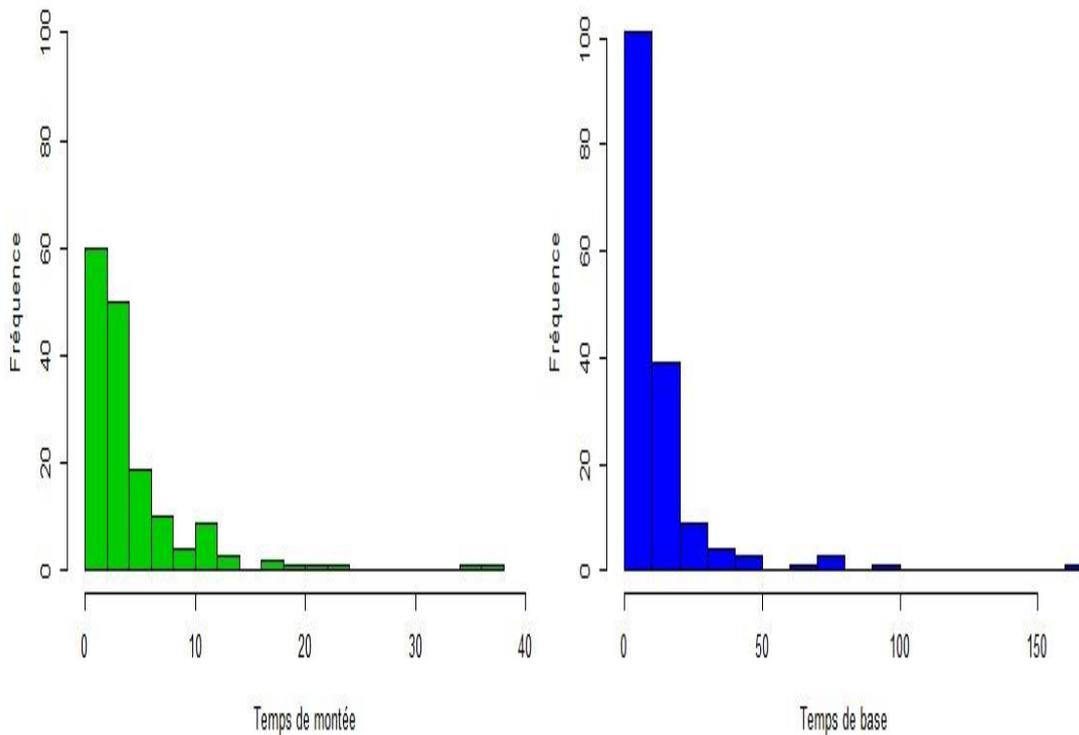


Figure 4.15: Histogramme du temps de montée et du temps de base.

Sur la figure 4.16, le temps de base et le temps de montée sont présentés avec le débit moyen et le débit maximal des crues retenues. La figure montre clairement le caractère très aléatoire du temps de base et du temps de montée vis-à-vis des débits moyens et des débits maximums. En effet, on constate que, pour tout volume ou débit important, ne correspond pas nécessairement un temps de montée ou une durée de crue importante. A titre d'illustration, la crue du 10 Octobre 1966, considérée comme la crue la plus importante du point de vue magnitude, soit un débit maximal instantané de $2152 \text{ m}^3/\text{s}$, et un débit moyen de $247.32 \text{ m}^3/\text{s}$, présente un temps de montée relativement moyen (08h) et une durée totale de crue de 26 heures. Un autre exemple est la crue de 29 Octobre 2011, où le débit moyen a atteint le $204 \text{ m}^3/\text{s}$, et le débit maximal instantané de $1556.58 \text{ m}^3/\text{s}$, enregistrant le plus grand temps de montée, soit 36.5 heures. Il est ainsi le troisième temps de base de toute la série.

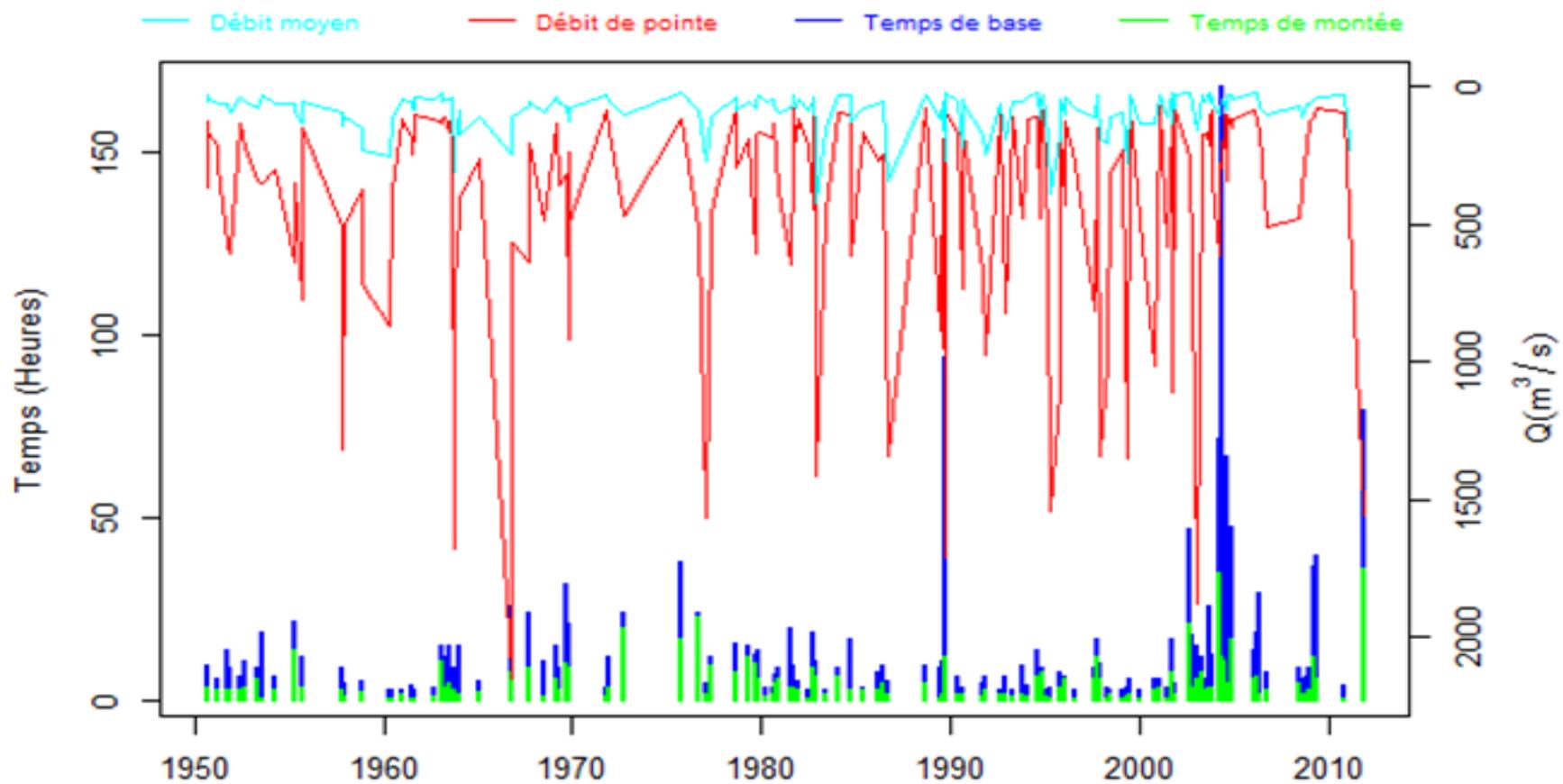


Figure 4.16: Confrontation chronique des débits - Histogramme du temps de montée et du temps de base.

Par ailleurs, on peut constater que d'autres crues de même magnitude du point de vue débit moyen et débit max instantané sont marqués par un temps de base et un temps de montée plus courts. A titre d'exemple, la crue du 11 Novembre de 1982 de débit moyen de $420 \text{ m}^3/\text{s}$ et un débit maximal instantané de $1410 \text{ m}^3/\text{s}$, et la crue de 22 Avril 1995 de débit moyen de $385 \text{ m}^3/\text{s}$ et un débit maximal instantané de $1540 \text{ m}^3/\text{s}$, où le temps de montée est de 01 heure et une durée totale de l'ordre de 04 heures. Le graphique de la figure 4.16 montre aussi que la durée totale de la crue du 24/05/2004, soit 07, jours est la plus élevée pour un débit max instantané de $293.3 \text{ m}^3/\text{s}$ et un débit moyen de $45.83 \text{ m}^3/\text{s}$.

4.2.2.2 Analyse de la vitesse de montée des eaux durant les crues

Les vitesses des eaux considérées sont la vitesse de montée de la crue qui est la différence des niveaux des eaux sur le temps de montée, et la vitesse moyenne de la crue estimée sur la durée totale de la crue. Ces vitesses sont liées principalement à la vitesse de l'écoulement. En effet, la vitesse de montée des eaux a un impact non négligeable sur la dangerosité de la crue. La figure 4.17 montre que plus de 70 % des évènements ont une vitesse moyenne de plus de 10 cm/h, et 58 % des évènements de vitesse moyenne comprise entre 10 et 35 cm/h. Pour les vitesses de montée de la crue, 62% des évènements ont une vitesse entre 10 et 50 cm/h. En général, la moyenne des vitesses de montée est de 42 cm/h, alors que la moyenne des vitesses de crue est de 21 cm/h. Le graphique de la figure 4.18 montre que les crues du 03 Septembre 1952, 12 Septembre 1963 et du 28 Septembre 1986 sont respectivement les crues les plus rapides. Les crues du 24 Mai 2004, 08 Septembre 2004 et du 16 Avril 2004 sont les plus lentes. L'analyse de ces vitesses montre aussi que 60 % des évènements dont la vitesse est inférieure à 2 cm/h sont des évènements printaniers.

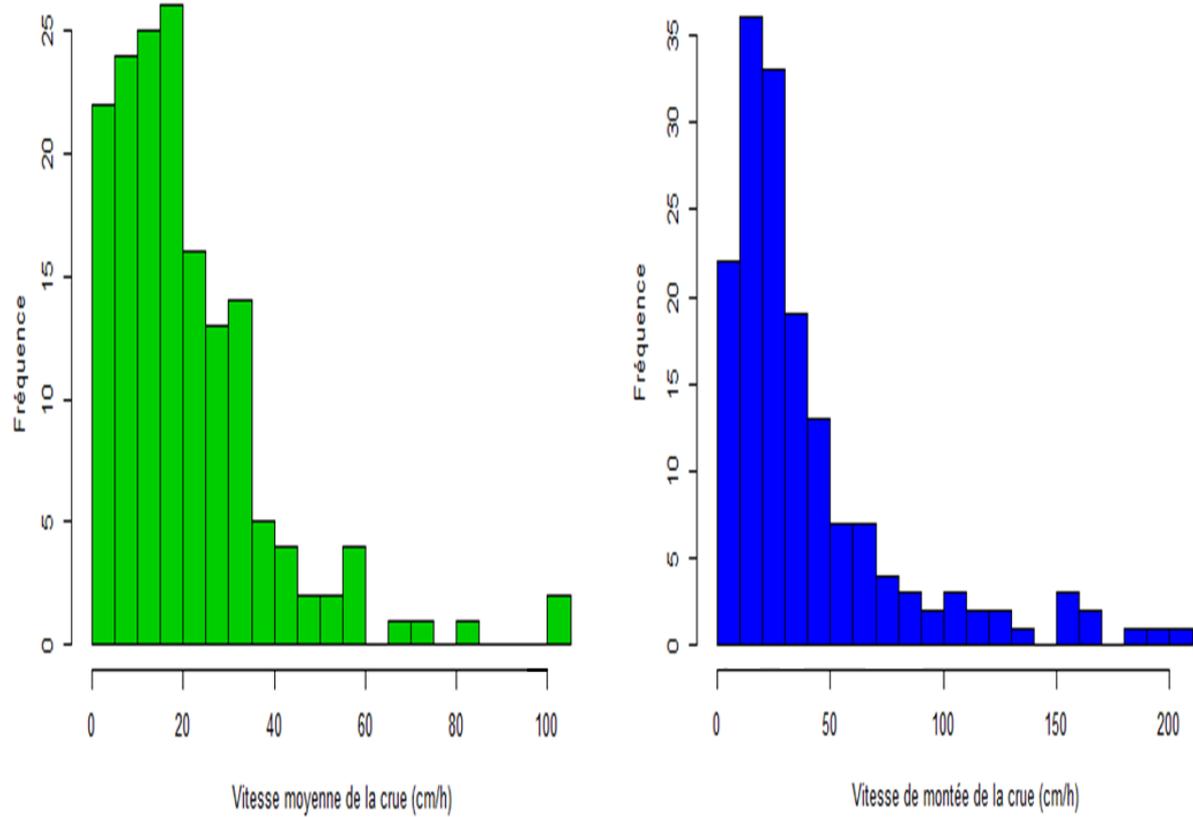


Figure 4.17: Fréquence des classes de vitesse des crues.

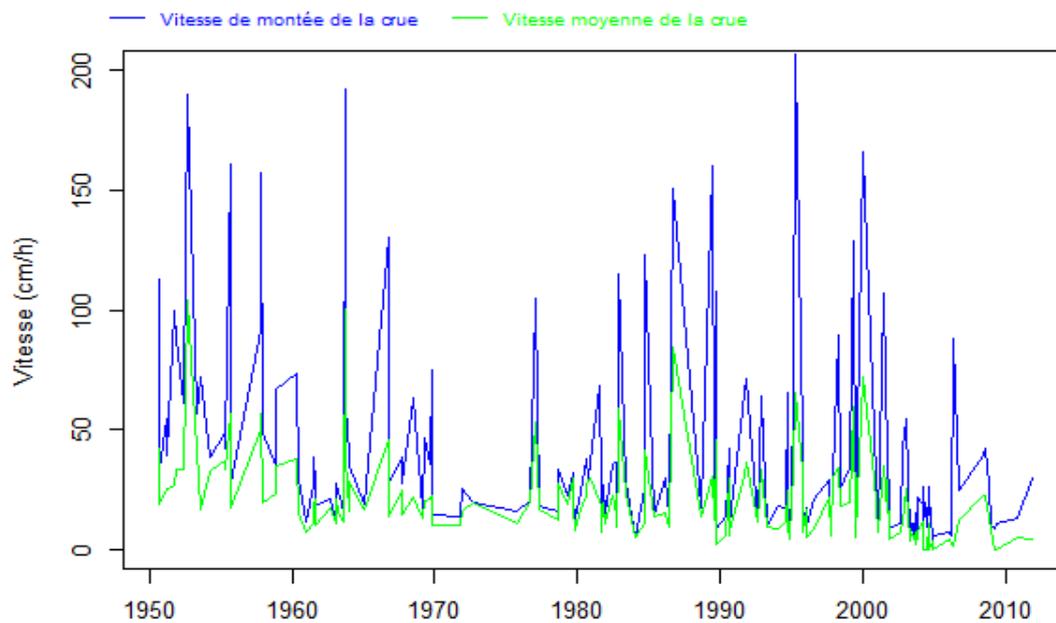


Figure 4.18: Variation des vitesses des eaux durant les crues.

4.2.2.3 Analyse du coefficient de pointe

Le coefficient de pointe est le rapport entre le débit maximum et le débit moyen des crues pendant la durée totale de la crue Q_{max}/Q_{moy} . La valeur de ce rapport peut donner une idée sur la forme de l'hydrogramme, plus le coefficient est grand, plus la pointe de crue est aiguë. En outre, c'est un paramètre indicatif de la magnitude de la crue. Il permet de relativiser la répartition de l'ensemble des débits enregistrés pendant la crue par rapport au pic atteint pendant un temps déterminé. Ainsi, on constate que la crue du 25-26 Août 1953 (figure 4.19) montre un rapport plus important que le reste des crues et reste incomparable avec les crues historiques comme celles du 10 Octobre 1966, du 22 Avril 1995, du 08-09 Mai 2000, du 17 Avril 2004, du 03-04 Mai 2006 ou celle du 29 Octobre 2011. Il est à noter que la crue du 25-26 Août 1953 est la crue qui possède le plus court temps de montée et avait atteint son débit de pointe en moins d'une heure (55minutes).

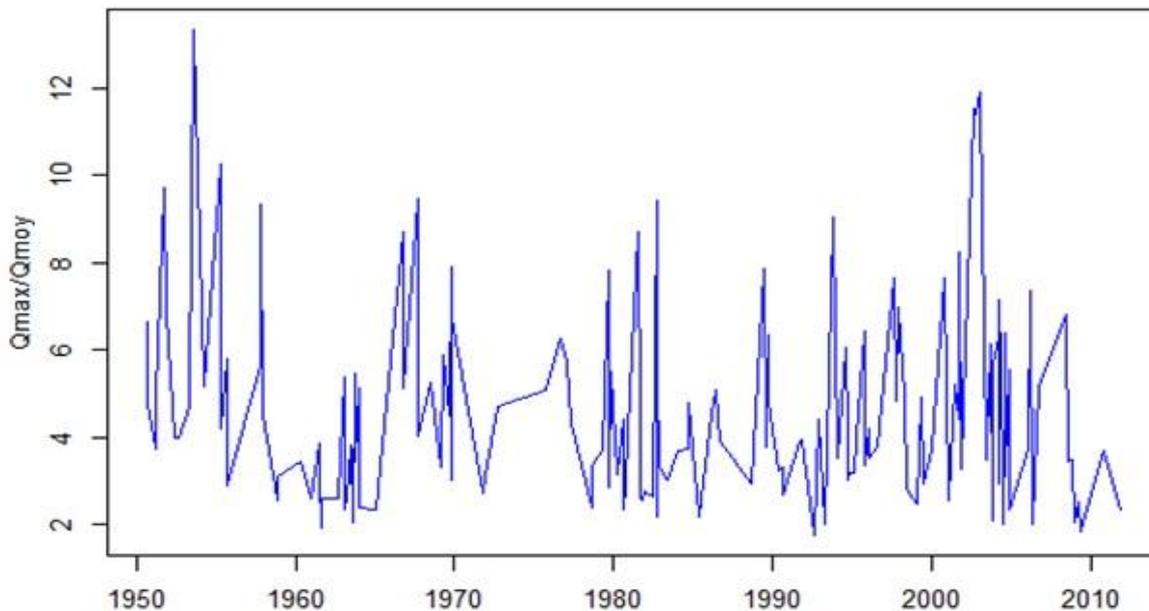


Figure 4.19: Variation du rapport Q_{max}/Q_{moy} .

4.2.2.4 Analyse de la durée caractéristique des crues.

La durée caractéristique D est la durée de dépassement de 0.5 le débit max instantané de la crue. Seules les crues simples sont considérées, le nombre total des évènements considérés de 162 évènements sera donc réduit à 121 évènements répartis sur la période d'étude. La variation des durées caractéristique des crues est représentée sur la figure 4.20. La figure montre que, de façon générale, les crues de oued Abiod sont de durées caractéristiques inférieures à 2 heures, soit 88 % de l'ensemble des évènements retenus.

Il est à noter que, comme les vitesses de montée des eaux, les évènements ayant la plus importante durée caractéristique sont les évènements printaniers.

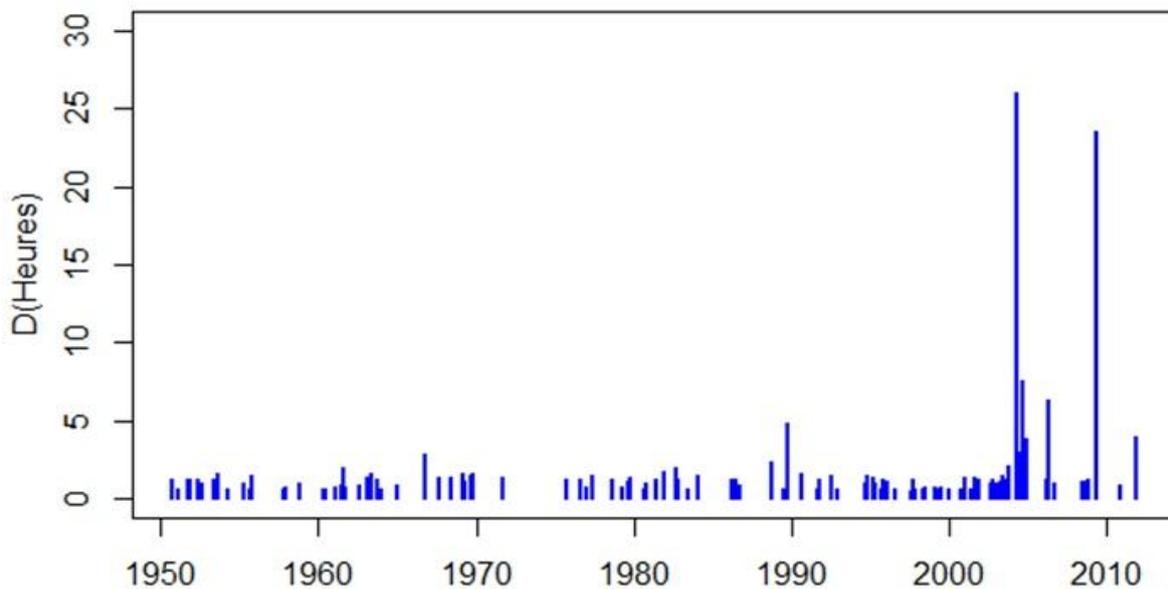


Figure 4.20: Variation de la durée caractéristique des crues.

4.2.2.5 Analyse de la forme des hydrogrammes des crues

La forme des hydrogrammes est déterminante pour connaître le volume des crues ainsi que la durée du maintien d'un débit donné. Les hydrogrammes analysés mettent en évidence l'existence de plusieurs types de crues au niveau du bassin de oued Abiod. On note que la majorité des évènements analysés ont un temps de montée et un temps de base courts, avec une grande vitesse de montée, et 88 % des évènements ont une durée caractéristique de moins de 2 heures. Cependant, d'autres crues sont plus importantes en volume et lentes, avec un temps de montée, un temps de base et une durée caractéristique plus longue. En outre, les crues peuvent être de type mono pic simple, ou de type multi pic complexe. Sur la figure 4.21, des hydrogrammes représentatifs des crues au droit du barrage de Fom El Gherza sont présentés. Les crues sélectionnées sont identifiées selon les caractéristiques analysées précédemment (forme, débit moyen, temps de montée, temps de base, vitesses et le coefficient de pointe). Pour une meilleure comparaison, chacun des hydrogrammes sélectionnés sont transformés de façon à les rendre adimensionnels. Pour cela, le débit relatif a été calculé en divisant les débits observés de chaque crue par leur débit maximal. Ramenant ainsi tous les maxima à 1. Puis nous avons centré les hydrogrammes obtenus de façon à superposer les pointes (figure 4.21).

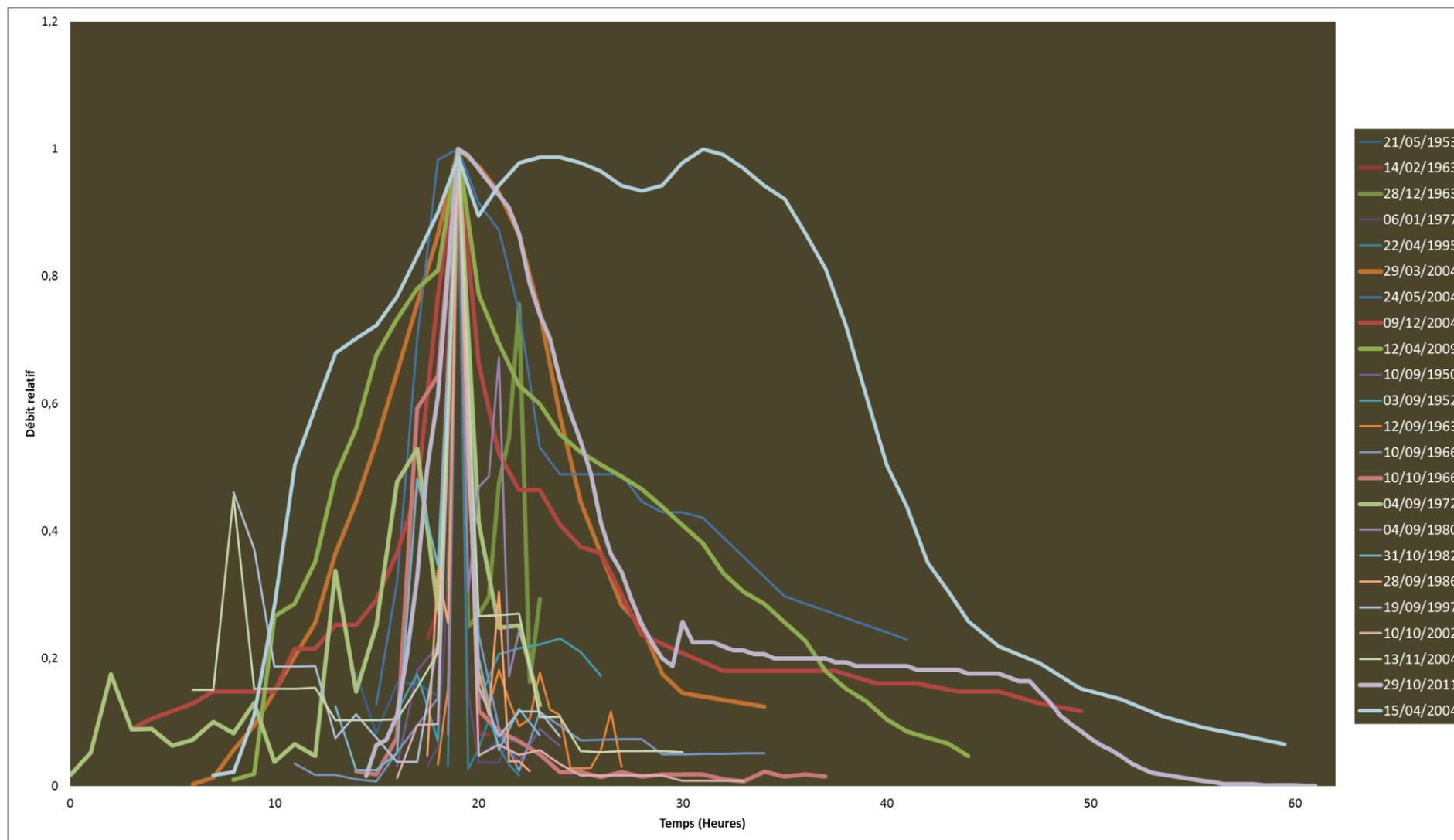


Figure 4.21: Hydrogrammes des Crues sélectionnées normalisées par le débit de pointe.

Nous observons sur le graphique de la figure 4.21 que la majorité des crues sélectionnées possède des similarités de formes. On remarque que la majorité des événements sont des crues brèves et intenses avec un hydrogramme aigu, une phase de montée et de descente rapide, sous l'effet des conditions géomorphologiques et climatique de la région. L'intensité élevée, voire exceptionnelle, des précipitations tombant sur des sols peu couverts par la végétation favorise le ruissellement direct. Le sol passe d'un état meuble et poreux à un état plus compact sous l'effet de l'impact des gouttes de pluie. La couche superficielle forme une croûte de battance qui diminue considérablement la perméabilité du sol. En combinaison avec les fortes pentes qui caractérisent le bassin versant de oued Abiod, notamment à l'amont, ces facteurs accentuent les processus de genèse des crues de grande vitesse dont l'énergie cinétique provoque l'arrachage des particules minérales et organiques et entraîne leur mobilisation sous forme solide et dissoute. Tandis que la longueur de bassin versant favorise des débits importants. Ainsi, ces crues sont liées aux montées brutales des eaux turbides. Les hydrogrammes des crues du 03 Septembre 1952, 10 Octobre 1966, 22 Avril 1995 et du 10 Octobre 2002 sont des exemples représentatifs de ce type de crues.

Toutefois ; on remarque que quelques hydrogrammes sont longs, plus volumineux avec un temps de montée et de décrue très allongé. Ces hydrogrammes sont observés généralement dans la période printanière. Ce qui peut être expliqué par l'effet des précipitations neigeuses, qui ne commence à fondre qu'à partir du mois de Mars. Lors d'un épisode pluvieux, les précipitations associées à la fonte de neige provoquent de très longues crues avec un énorme volume d'eau mobilisé (Coté, 2005; Ballais, 2010). Les crues de 29 Mars 2004, 15 Avril 2004, 24 Mai 2004 et 12 Avril 2009 reflètent bien ces constats.

En outre, certaines crues, comme les crues de 04 septembre 1972 et 31 Octobre 1982, sont de type complexe ce qui témoigne de la pluralité des facteurs responsables de la crue comme, par exemple, l'arrivée successive des eaux de différents affluents ou encore des averses espacées dans le temps.

Ces observations sont représentées dans la figure 4.22. L'hydrogramme du 10 Octobre 1966 est très typique au régime des crues de oued Abiod car la majorité des hydrogrammes observés se rapprochent de cette forme. Alors que la crue du 29 Mars 2004 est la crue la plus représentative des crues printanières précédées par un hiver neigeux. En plus, la forme de cette crue est la plus idéalisée parmi toutes les crues étudiées.

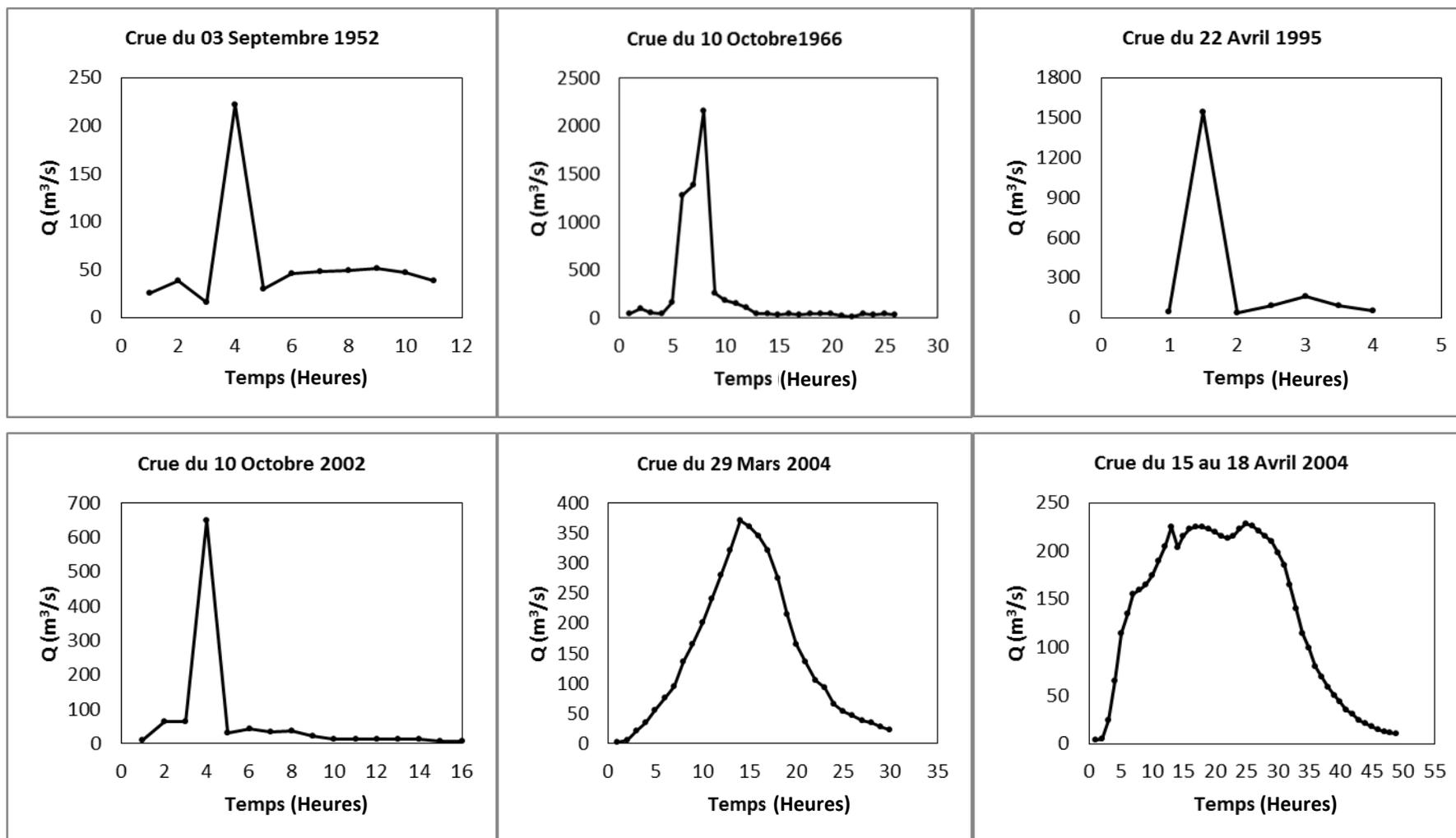


Figure 4.22 (a) : Types d'hydrogramme de crue de oued Abiod.

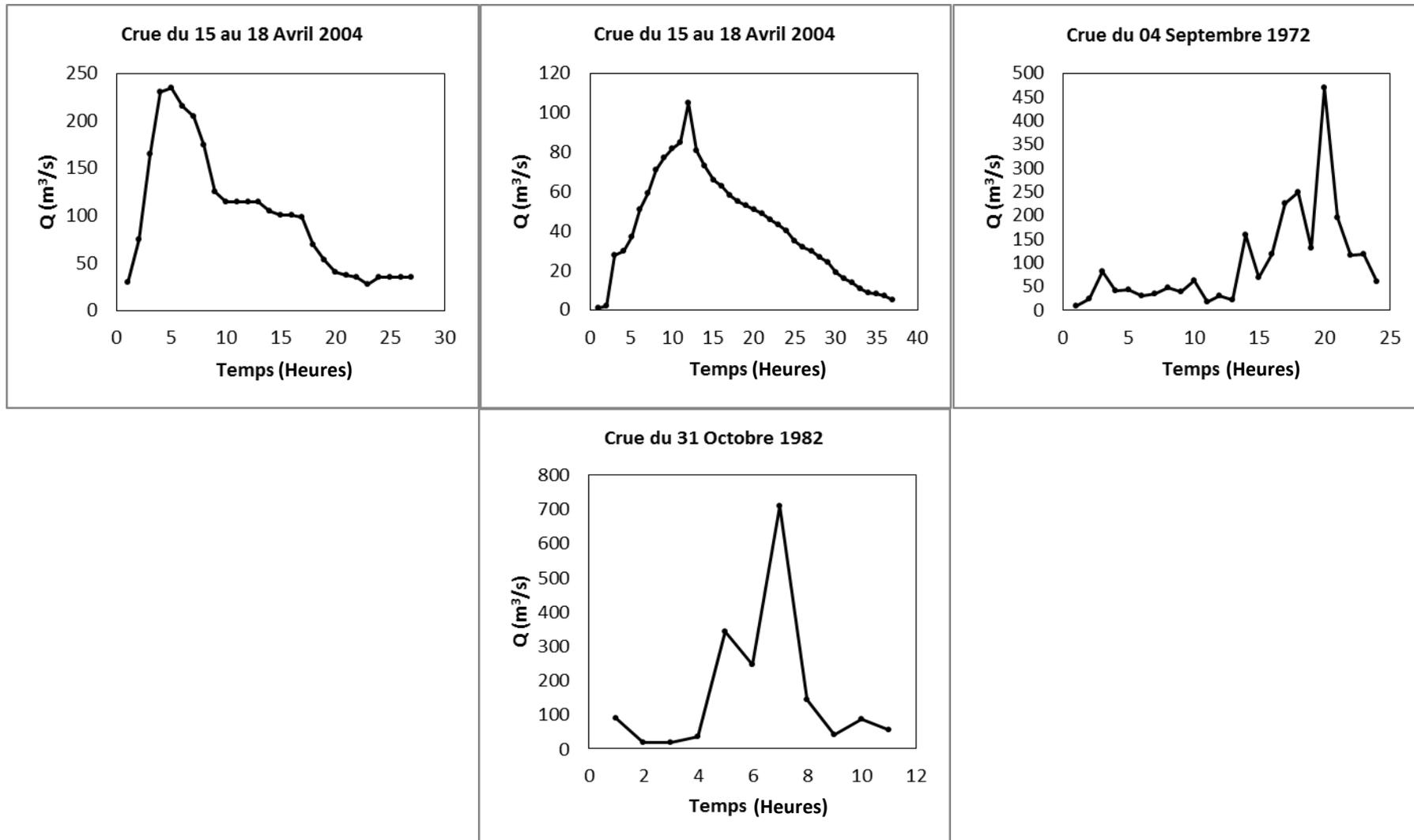


Figure 4.22 (b): Types d'hydrogramme de crue de oued Abiod.

Il est à noter que la crue la plus exceptionnelle observée est celle d'Octobre 2011, et qu'elle est surtout caractérisée par un énorme volume d'eau mobilisé figure (4.23). Le volume et le niveau de plan d'eau ont atteints respectivement 58.8 hm^3 et 206.05 m (NGA) alors que le déversoir est à 198.9 m , des valeurs qui n'ont pas été observées auparavant et des débits qui ont atteint une pointe de $1556.58 \text{ m}^3/\text{s}$ avec un débit moyen de $204.16 \text{ m}^3/\text{s}$. En effet, cette crue est composée de deux évènements successifs. Le débit maximal de la première a dépassé $1000 \text{ m}^3/\text{s}$, avec un débit moyen de $80.7 \text{ m}^3/\text{s}$ et un volume de 9.3 hm^3 , volume largement suffisant pour le remplissage de la cuvette de barrage, et le plan d'eau a atteint le niveau de l'évacuateur de crues. De là commence la montée de la deuxième crue, qui est la plus importante. Pas moins de 49 hm^3 d'eau ont transité par l'évacuateur de crue de débit maximal de $1556.58 \text{ m}^3/\text{s}$ et un débit moyen de $282.16 \text{ m}^3/\text{s}$. L'apport d'eau est plus important que la capacité de l'évacuateur de crues, et par conséquent les eaux débordent sur la digue pour la première fois depuis la réalisation du barrage en 1950. Une situation qui exige l'évacuation de toutes les populations vivantes en aval du barrage. Cette crue confirme la présence de risques hydrologiques et de dangers auxquels il faut accorder un grand intérêt et une grande prudence.

Bien que la première crue soit de forme aigue typique au régime des crues de oued Abiod, la deuxième présente une certaine spécificité avec une montée rapide des eaux (vitesse de montée 143 cm/h), du fait que le sol a déjà été suffisamment mouillé par le premier évènement. La pluie qui tombe sur le bassin versant sera donc entièrement disponible pour le ruissellement. La décrue est cependant plus lente que la montée des eaux, suivit par un tarissement prolongé. On peut également constater sur l'hydrogramme une zone de stabilité du débit de décrue. En effet, puisque le sol arrive à un état de saturation lors du premier évènement, il restitue les eaux infiltrées et contribue à l'augmentation du débit de base.

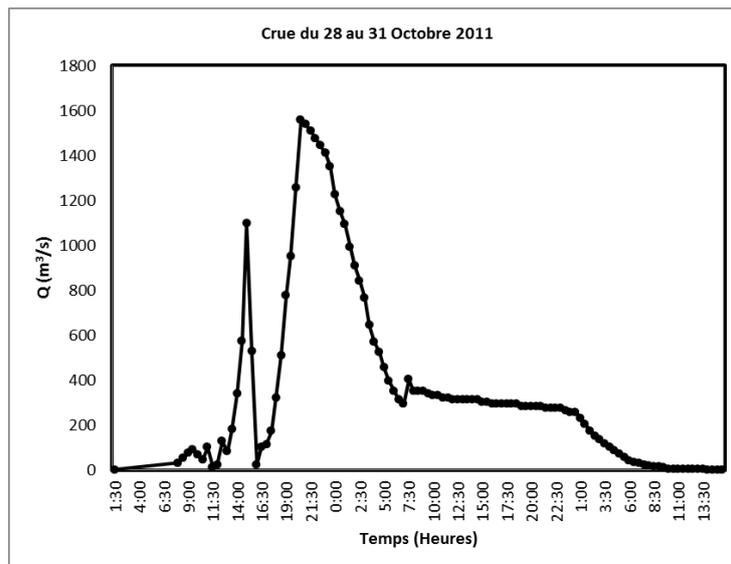


Figure 4.23: Hydrogramme de crue du 28 au 31 Octobre 2011.

4.2.2.6 Hydrogramme type et durée caractéristique du bassin de oued Abiod

Pour définir un hydrogramme type pour les crues de oued Abiod, nous avons extrait les crues majeures et simples de chaque année. Ces dernières sont rendus adimensionnelles en divisant chacun d'eux par leur débit maximal. A partir de cet échantillon de crues normées, nous construisons un hydrogramme supposé représentatif du régime de crue par simple moyenne arithmétique. La durée caractéristique (D) correspondra donc au temps de dépassement de la moitié du débit de pointe de l'hydrogramme normé moyen, soit $Q/Q_{max} = 0.5$. La durée caractéristique est donc de l'ordre de $D = 40$ min (figure 4.24).

L'analyse de l'hydrogramme type de oued Abiod montre que la partie de montée de la courbe est serrée à gauche, tandis que la partie descendante est étalée vers la droite suivie d'un tarissement prolongé. Le temps de montée, estimée à partir du début de la phase de montée de l'hydrogramme, est de l'ordre de 20 min, avec une courbe de montée et de décrue pointue, due aux conditions géomorphologiques et climatiques de la région. Ces caractéristiques des crues ont été également observées dans plusieurs d'autres régions arides et semi-arides (Pilgrim *et al.* 1988; Sharma 1997; Lin 1999; Osterkamp et Friedman 2000; Wheeler 2008).

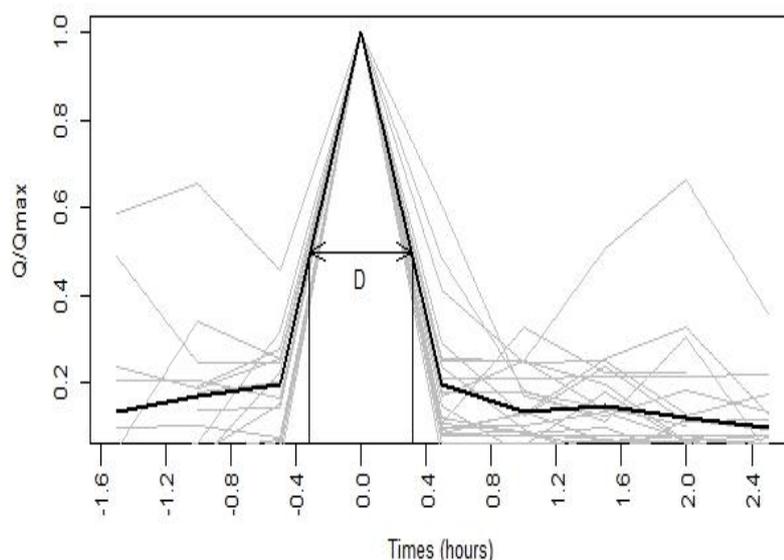


Figure 4.24: Hydrogramme moyen type de oued Abiod.

4.3 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons vu l'ensemble des données disponibles et les instruments de mesure déjà en place sur le bassin de oued Abiod. En dehors du manque des stations pluviographiques, nous pouvons estimer que l'ensemble des données, dont nous disposons, sont suffisantes pour entreprendre une étude des crues. Parmi les six stations pluviométriques disponibles, deux stations sont écartées de l'étude à cause de nombre important des lacunes. Il s'agit de la station de Arris et la station de M'chounech. Concernant les données hydrométriques, il faut signaler que les seules données exploitables sont celles du barrage de Foug El Gherza fourni par l'ANBT. Les données de la station de M'chounech, fournis par l'ANRH sur la période 1971-1998, ne sont pas pris en considération du fait que la station est endommagée lors des crues de 1999/2000 et se trouve depuis non opérationnelle. De plus, elle comporte des lacunes dans les enregistrements.

Après le critique et le comblement des lacunes, L'étude de tendance a montré que la précipitation moyenne a connue une augmentation au cours des années pour les stations de Medina T'kout et Tiffelfel, par contre la station de Foug El Gherza présente une tendance à la baisse. Les tests de détection de ruptures montrent que le régime pluviométrique a connu un changement à partir des années 2001 et 2002 respectivement pour la station de Medina et la station de T'kout. En revanche, les pluies maximales

journalières ont tendance à augmenter durant la période d'étude pour les quatre stations. Cependant les tests montrent que cette tendance n'est pas statistiquement significative.

L'analyse des débits montre que, le mois de septembre enregistre le plus important nombre d'évènements. De point de vue magnitude, 23.2% des crues supérieures à $10 \text{ m}^3/\text{s}$ sont apparues en Septembre, dont 76% sont supérieures $100 \text{ m}^3/\text{s}$ et les crues supérieures à $200 \text{ m}^3/\text{s}$ sont le double des crues de la classe des débits $[100,200]$, suivi par le mois d'Octobre avec 13.6% de l'ensemble des évènements supérieurs à $10 \text{ m}^3/\text{s}$.

Par ailleurs, l'analyse des hydrogrammes observés mis en lumière le problème de la fréquence d'enregistrement des débits de crue qui parfois reste insignifiante. De plus, l'un des difficultés de l'étude est de définir une crue dans une région aride à semi-aride, ou le terme crue est souvent confond avec l'écoulement. Dans ce travail on a considéré que oued est en crue si le débit de pointe instantané de l'évènement est supérieur ou égale le débit moyen humide (V_{mh}). En définitive, parmi 405 évènements observés sur la durée 1951-2012 seuls 162 évènements sont retenus pour plus d'analyse. L'étude des hydrogrammes des crues nous a permis de constater que les crues sont généralement rapides avec un hydrogramme aigu de court temps de montée et débit de pointe élevé. On peut donc conclure que les crues de la région sont violentes, soudaines et de courte durée. Les hydrogrammes peut aussi être complexe avec plusieurs pointe ce qui témoigne de la pluralité des facteurs responsables de la crue. Cependant, quelques hydrogrammes sont plus volumineux avec temps de montée et de descente très allongés. Ces hydrogrammes sont observés généralement dans la période printanière. Ceci peut être expliqué par l'effet des précipitations neigeuses, qui ne commence à fondre qu'à partir du mois de Mars. Lors d'un épisode pluvieux, les précipitations associées à la fonte de neige provoquent de très longues crues avec énorme volume d'eau mobilisé.

L'hydrogramme type des crues de oued Abiod est déterminé à l'aide des hydrogrammes normés adimensionnels en considérant la crue simple majeure de chaque année. L'hydrogramme type est la moyenne des hydrogrammes normés adimensionnels. La durée caractéristique est de l'ordre de 40 min, le temps de montée est de l'ordre de 20 min, avec un courbe de montée et de décrue pointue, due aux conditions géomorphologiques et climatiques de la région. Ces caractéristiques des crues ont été également observées dans plusieurs région arides et semi-aride (Pilgrim *et al.*, 1988; Sharma, 1997; Lin, 1999; Osterkamp et Friedman, 2000; Wheeler, 2008).

5 Modélisation probabiliste des crues de oued Abiod

Le présent chapitre propose l'application des différents modèles probabilistes présentés dans le chapitre 2 aux données des crues enregistrées au barrage de Foug El Gherza. A cet effet, on cherche à étudier les événements passés sur ce bassin versant dans le but de prédire leurs probabilités d'occurrence et estimer des événements futurs.

Toutes les simulations, dans cette étude, ont été réalisées à l'aide du logiciel ouvert R (*open source software*) ([http:// www.r-project.org/](http://www.r-project.org/)). En utilisant les packages gratuits suivantes : nsRFA (Viglione, 2008), POT (Ribatet, 2006).

5.2 Analyse fréquentielle locale des débits de crue

Deux variables et deux méthodes d'échantillonnage seront prises en considération, à savoir : la série des débits de pointe maximaux annuels, les débits moyens maximaux annuels, les débits de pointe supérieurs à un seuil et les débits moyens supérieurs à un seuil.

5.2.2 Echantillon par maxima annuel

5.2.2.1 Caractérisation de l'échantillon

La figure 5.1 illustre la chronique des débits de pointes et des débits moyens des événements observés.

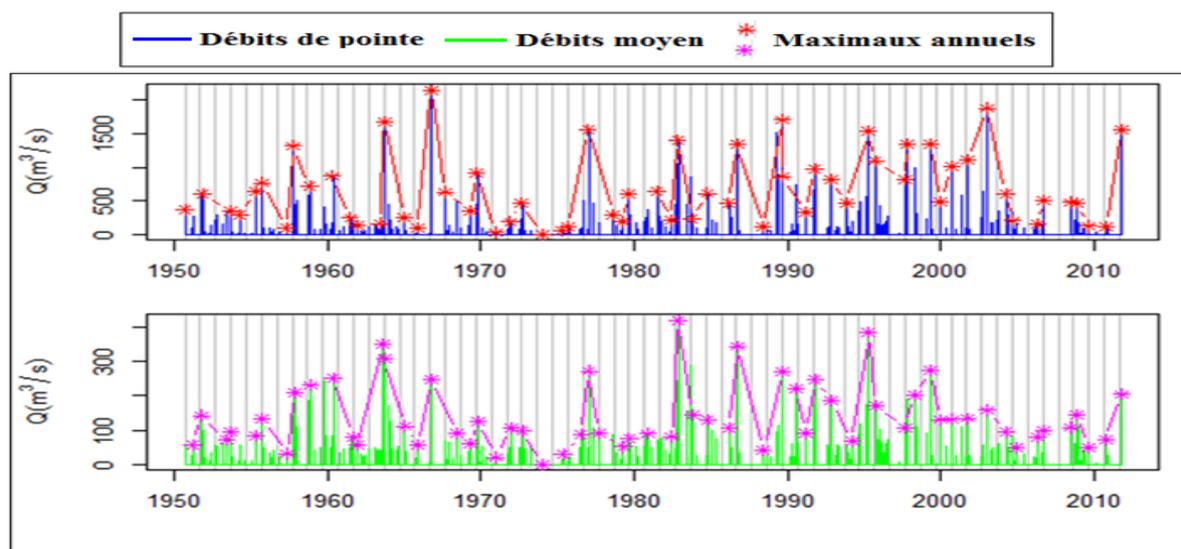


Figure 5.1: Séries temporelles des débits des événements observés à la station de Foug El Gherza (Période 1951-2012).

La figure 5.1 montre que les débits moyens varient entre $0.83 \text{ m}^3/\text{s}$ et $420.56 \text{ m}^3/\text{s}$. Les débits de pointe instantanés fluctuent entre $1.11 \text{ m}^3/\text{s}$ et $2152 \text{ m}^3/\text{s}$. La figure montre, en particulier, que le débit instantané maximal annuel pour certaine années est très petit et il ne peut pas être considéré comme un évènement de crue. Cependant, comme il a été discuté auparavant (section 4.2.2), on considèrera que l'oued est en crue seulement pour les évènements dont le débit de pointe instantané est supérieur ou égal au débit moyen humide (V_{mh}).

Les débits Instantanés maXimaux annuels (QIX) et les débits Moyens maXimaux annuels (VMX) des crues sont présentés dans la figure 5.2. On constate que le débit Instantané $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ est dépassé seulement quatre fois dans la première partie de la période d'observation, alors que ce débit est onze fois dépassé dans la seconde partie. La figure montre aussi que plus de 50% des débits de pointe ont dépassé le débit $750 \text{ m}^3/\text{s}$ dans la seconde partie d'observation. Des observations donnent l'impression d'une instationnarité du régime hydrologique de oued Abiod, alors que le test de stationnarité de Mann-Kendal infirme ce constat visuelles (tableau 5.2).

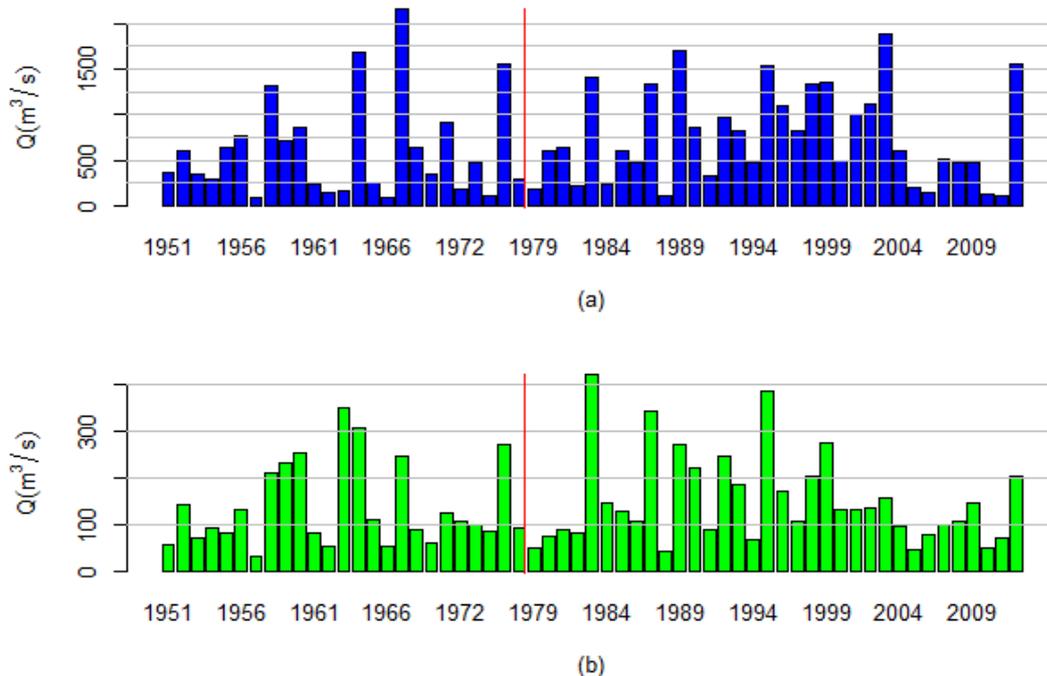


Figure 5.2: Chroniques des maxima annuels : (a) débits de pointe ; (b) débits moyens.

Les paramètres statistiques de base correspondants à l'ensemble de la chronique sont présentés dans le tableau 5.1. Les histogrammes et les boxplots sont illustrés

dans la figure 5.3. Les coefficients de dissymétrie (Cs) positif indiquent une queue de distribution étalée vers la droite.

Tableau 5.1: Statistique descriptive de base des chroniques de débit.

statistiques	VMX	QIX
	1951-2012	1951-2012
Effectif	59	59
Minimum	32.10	91.81
Moyenne	146.20	698.30
Médiane	108.40	605.00
Maximum	420.60	2152
Ecart type	92.90	528.77
Cv	0.64	0.757
Cs	1.13	0.84
Ck	0.44	-0.30

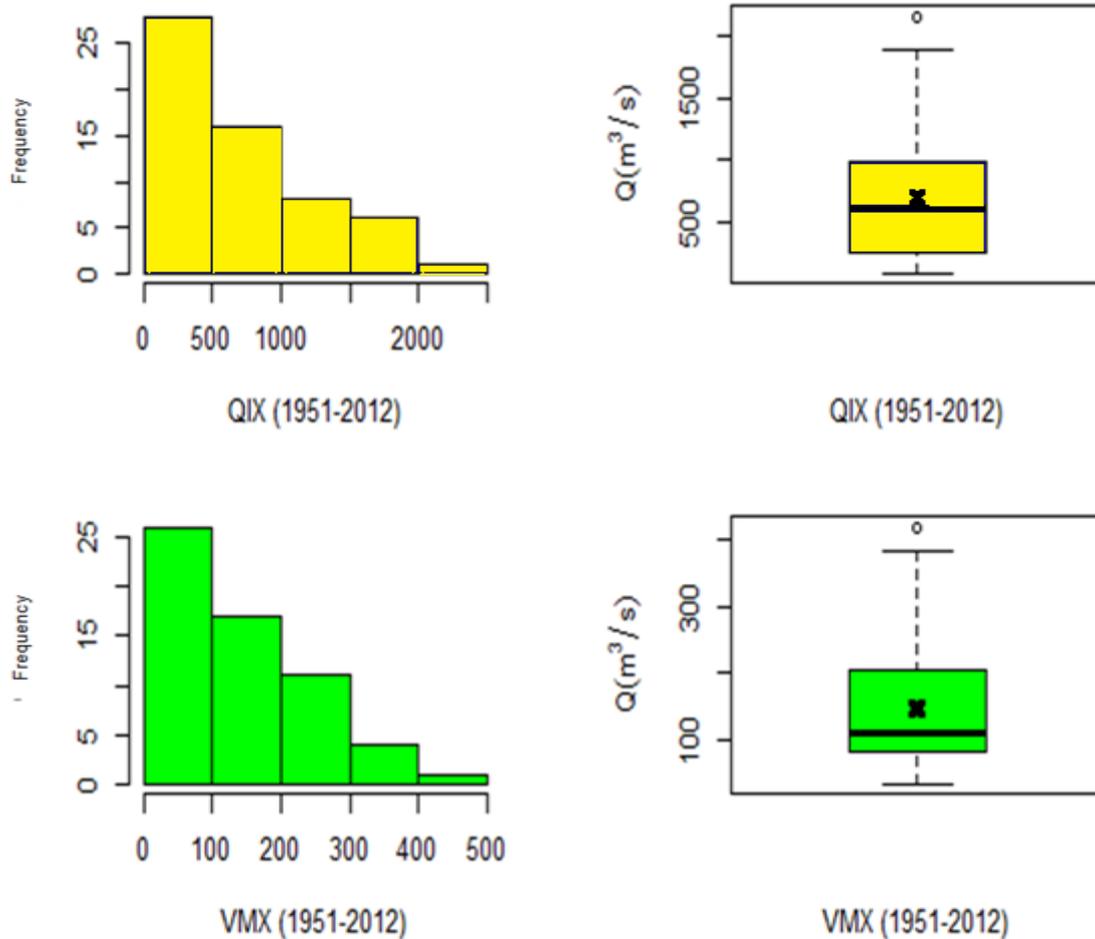


Figure 5.3: Histogramme et box plot des maxima annuels des débits instantanés et des débits moyens.

5.2.2.2 Vérification des hypothèses de base

Au préalable, les hypothèses d'indépendance, d'homogénéité et de stationnarité doivent être vérifiées. L'échantillon est soumis au test d'homogénéité de Wilcoxon, de stationnarité de Mann-Kendall et d'indépendance de Wald-Wolfowitz. Les résultats de ces tests sont présentés dans le tableau 5.2. On peut constater qu'au niveau de signification de 5%, les échantillons utilisés dans cette analyse respectent les hypothèses de base. Ceci nous permet de poursuivre la démarche de construction du modèle par l'analyse fréquentielle.

Tableau 5.2: Résultats de vérification des hypothèses de base.

Teste	Statistiques	VMX	QIX
		1951-2012	1951-2012
Wald-Wolfowitz	p-value	0.600	0.846
	a-value	-2.880	-8.565
Wilcoxon	p-value	0.248	0.152
	W-value	358	340
Mann-Kendal	p-value	0.609	0.286
	τ -value	0.0473	0.096

5.2.2.3 Choix de la loi probabiliste, estimation des paramètres et ajustement de model

Six distributions largement utilisées en analyse fréquentielle des débits de crue ont été considérées, à savoir ; log-normal (LN), Pearson Type-3 (P3), Log Pearson Type-3 (LP3), loi des valeurs extrême Type-1 (EV1), loi des valeurs extrêmes généralisé (GEV) et la loi de Frechet (EV2). Les critères AIC, BIC et ADC sont utilisés pour la sélection de la loi de probabilité la plus appropriée. Le tableau ci-dessous présente les résultats obtenus.

Tableau 5.3: Tests de sélection de loi de probabilité.

Loi de distribution	QIX (1951-2012)			VMX (1951-2012)		
	AIC	BIC	ADC	AIC	BIC	ADC
LN	888.3	892.5	0.3721	678.6	682.7	0.174
GUMBEL	896.7	900.9	0.7606	685.9	690.0	0.944
EV2	898.1	902.2	1.1263	682.4	686.5	0.172
GEV	894.7	900.9	0.6612	681.4	687.6	0.173
P3	882.1	888.3	0.1532	676.6	682.8	0.236
LP3	887.0	893.2	0.2487	680.2	686.4	0.153

Les résultats des tests montrent que la loi P3 est le meilleur choix pour les débits QIX. On constate par ailleurs que la loi LN est légèrement plus favorisée que la loi P3 par le critère BIC pour les débits VMX, alors que le critère ADC et AIC favorise respectivement la loi LP3 et P3. Ainsi, la loi P3 est la loi retenue pour l'ajustement des chroniques QIX et VMX. Trois méthodes d'estimations des paramètres de la distribution sont comparées en calculant la racine carrée de l'erreur quadratique moyenne (RMSE) et le biais entre les valeurs observés et simulés (Biais). Ces méthodes sont : la méthode des moments (MOM), la méthode du maximum de vraisemblance (ML) et la méthode des L-moments (LM). Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau 5.4. En outre, les représentations graphiques permettent l'examen visuel et le test statistique d'AD est utilisé pour vérifier l'adéquation de la distribution aux données.

Les résultats montrent que la méthode des ML donne des valeurs de RMSE et Biais plus faibles pour les débits QIX. Par ailleurs, la méthode MOM est légèrement moins biaisé que les méthodes de ML et LM pour les débits VMX, alors que la valeur de RMSE la plus petite est obtenu par l'estimateur LM.

Tableau 5.4: Comparaison entre les méthodes MOM, ML et LM d'estimation des paramètres de la loi P3

QIX					VMX				
Loi de distribution	paramètre	Méthode d'estimation			lois	paramètre	Méthode d'estimation		
		MOM	ML	LM			MOM	ML	LM
P3	Position (β)	-559.00	91.81	-84.35	P3	Position (β)	-18.617	32.10	36.454
	Echelle (λ)	222.38	620.055	390.70		Echelle (λ)	52.369	68.640	86.296
	Forme (γ)	5.65	0.995	2.003		Forme (γ)	3.147	0.974	1.272
	<i>RMSE</i>	0.572	0.108	0.237		<i>RMSE</i>	0.1814	0.08528	0.0676
	<i>Biais</i>	0.250	0.087	0.123		<i>Biais</i>	-0.5	0.7	-0.8
	<i>Test AD</i>	<i>P value</i>	0.42	0.56		0.77	<i>Test AD</i>	<i>P value</i>	0.398
	<i>An</i>	0.897	0.69	0.477		<i>An</i>	0.926	0.774	0.505

Pour plus d'analyse de la qualité de l'ajustement de chaque méthode, la figure 5.4 et la figure 5.5 présentent les QQ plot, PP plot, fonction de répartition plot et la densité plot de la loi P3 ajustée par les méthodes MOM, LM et ML pour les chronique des débits QIX et VMX. Les figures montrent que les performances d'estimation des quantiles varient avec

la fréquence. Il semble que pour les petites périodes de retour (inférieur à 5 ans) les différents estimateurs donnent des résultats comparables. Pour les périodes de retour supérieurs à cinq ans, on constate que les différents estimateurs donnent des extrapolations sensiblement différentes.

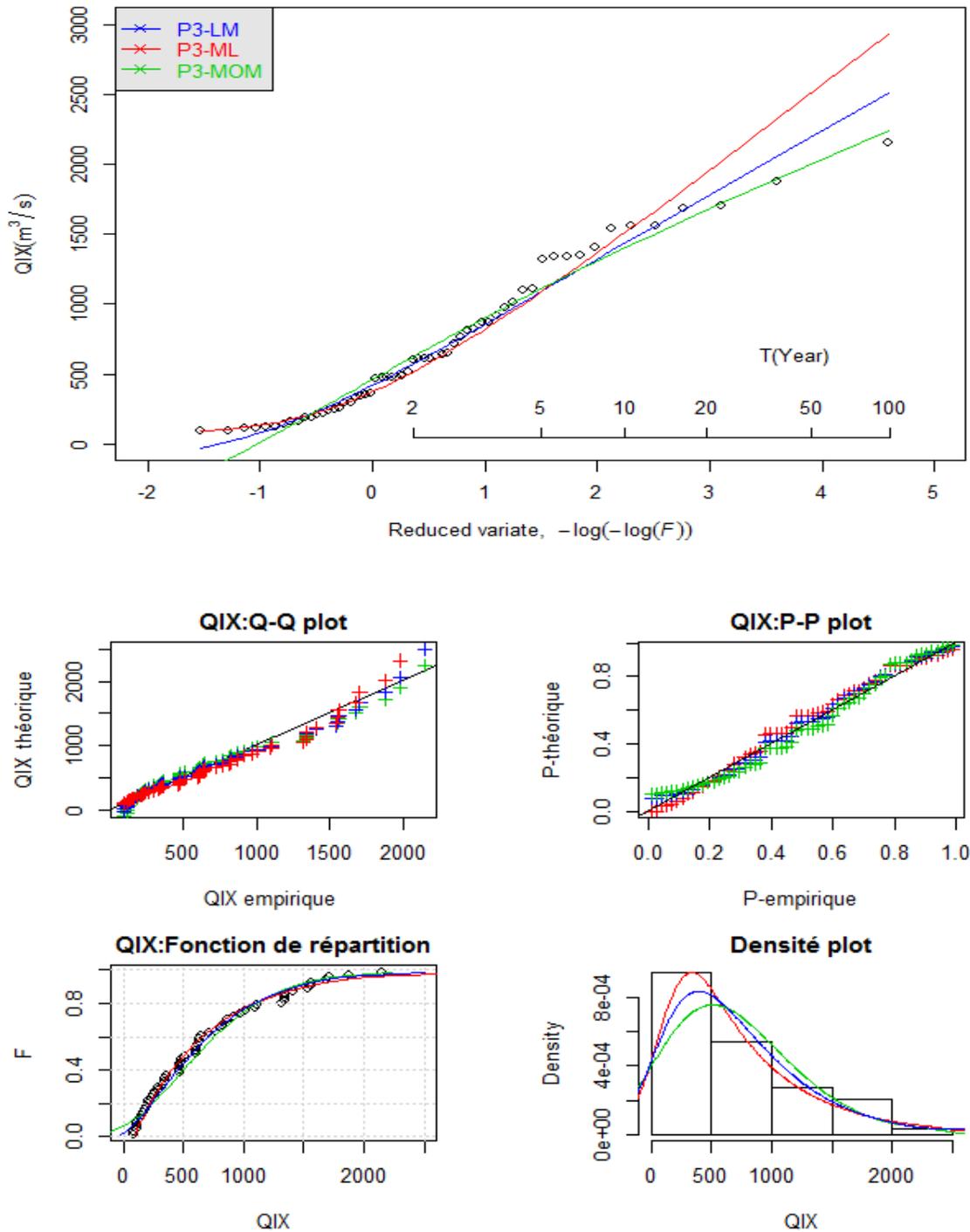


Figure 5.4: Comparaison des méthodes d'estimation de paramètres de distribution pour la série QIX.

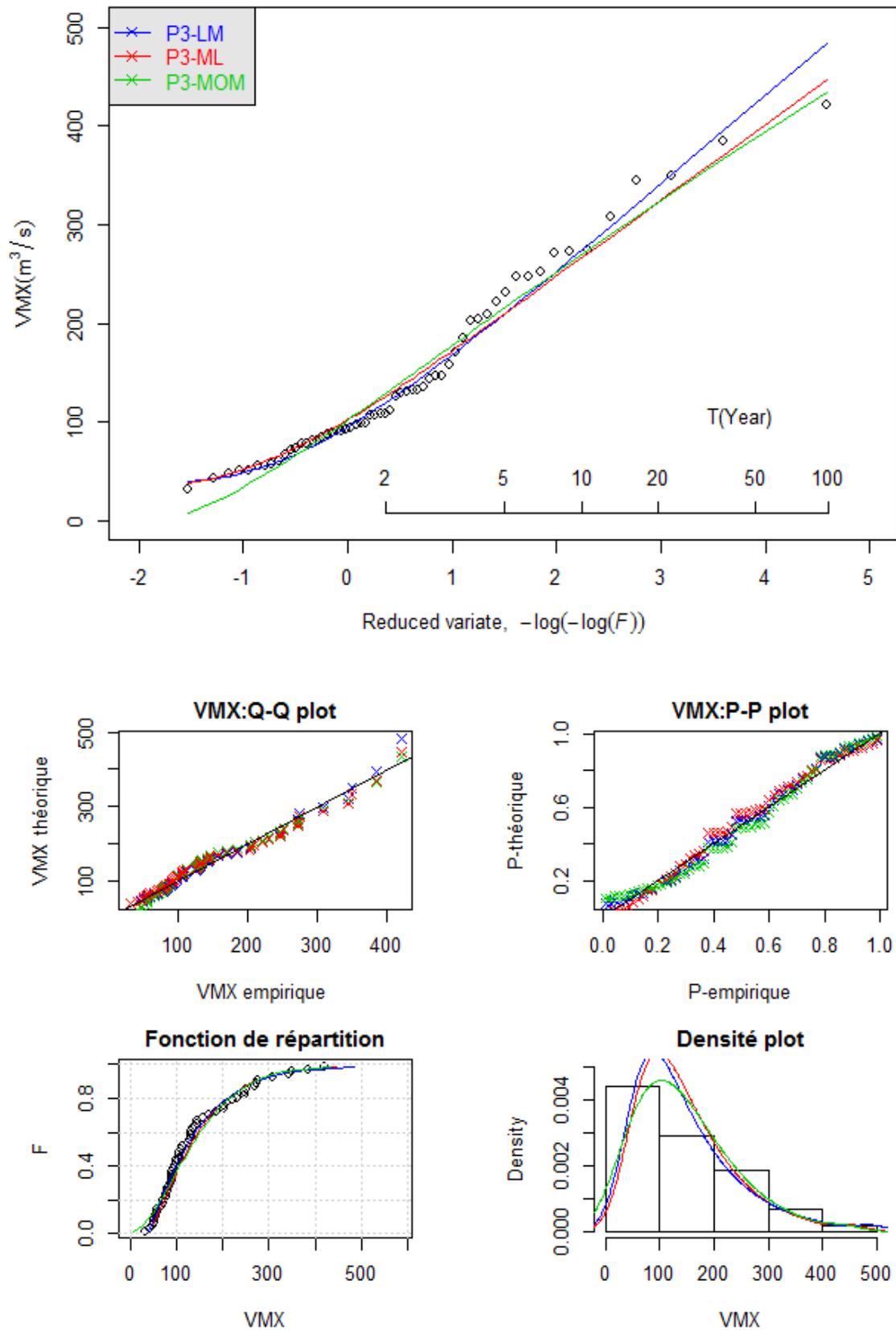


Figure 5.5: Comparaison des méthodes d'estimation de paramètres de distribution pour la série VMX.

Le tableau 5.5 présente les valeurs du biais et RMSE calculés pour des périodes de retours supérieures à cinq ans. Les résultats montrent que la méthode MOM et la méthode LM donnent des résultats très proches de RMSE, mais la méthode LM est moins biaisée parmi les trois estimateurs. En conséquence, le modèle P3-LM peut être considéré comme le plus approprié pour l'ajustement des données de débit des crues. L'ajustement du modèle retenu aux séries des données (QIX, VMX) est représenté sur la figure 5.6.

Tableau 5.5: Comparaison entre les méthodes MOM, ML et LM d'estimation des paramètres de la loi P3 pour $T \geq 5$ ans.

QIX				VMX			
Paramètre	Méthode d'estimation			Paramètre	Méthode d'estimation		
	MOM	ML	LM		MOM	ML	LM
<i>RMSE</i>	0.083	0.152	0.099	<i>RMSE</i>	0.06	0.075	0.073
<i>Biais</i>	-5.4	4.9	-2	<i>Biais</i>	-4.7	-5.4	-2

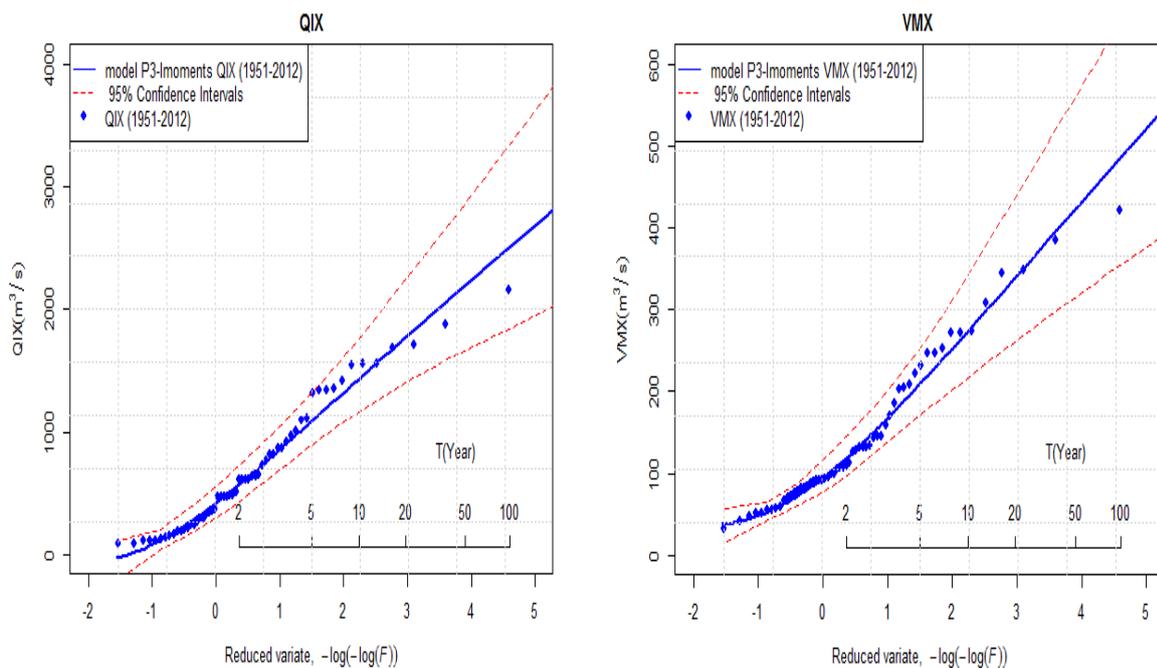


Figure 5.6: Ajustement d'un modèle P3-LM aux données de oued Abiod.

5.2.3 Echantillon des valeurs supérieur à un seuil (POT)

Dans ce cas, nous nous intéressons à l'échantillon entier, qui considère tout événement dont le débit de pointe instantané est supérieur ou égal au débit moyen humide (V_{mh}) sur la période 1951 -2012. Contrairement à la méthode des maxima annuels, on prend en compte tous les événements supérieurs à un seuil bien déterminé. Comme mentionné

dans la partie théorique (section 2.3.1.4), la difficulté de l'approche POT, réside dans le choix d'un certain seuil qui assure la convergence des excès vers une GPD et au-dessus duquel nous conservons assez de données pouvant apporter de précieuses informations.

5.2.3.1 Choix de seuil

Deux méthodes complémentaires fréquemment utilisées dans la littérature seront considérées : la première basée sur la moyenne quadratique des excès (*Mean Residual Life Plot (MRLP)*), la seconde consiste à examiner la stabilité des paramètres d'échelle et de forme en fonction des différents seuils. Ces méthodes sont disponibles sous le package POT (Ribatet, 2006) du logiciel d'analyse statistique ouvert R.

La représentation graphique du MRLP (figure 5.7) montre une stabilité linéaire jusqu'au seuil $S = 100 \text{ m}^3/\text{s}$ pour les débits moyens et $S = 220 \text{ m}^3/\text{s}$ pour les débits de pointe instantanés.

Pour appuyer notre décision du seuil nous avons utilisé l'outil de la représentation des paramètres d'échelle et de forme en fonction des valeurs critiques observées sur le graphe de MRLP, c'est à dire à la limite de la linéarité sur la figure 5.7. Donc les paramètres de la loi GPD seront examinés sur l'intervalle $[15,100]$ pour les débits moyens et $[50,220]$ pour les débits de pointe (figure 5.8). La stabilité linéaire combinée de ces deux représentations nous permet de prendre un seuil (S) égale $53 \text{ m}^3/\text{s}$ pour la modélisation les débits moyens et $180 \text{ m}^3/\text{s}$ pour les débits de pointes instantanés.

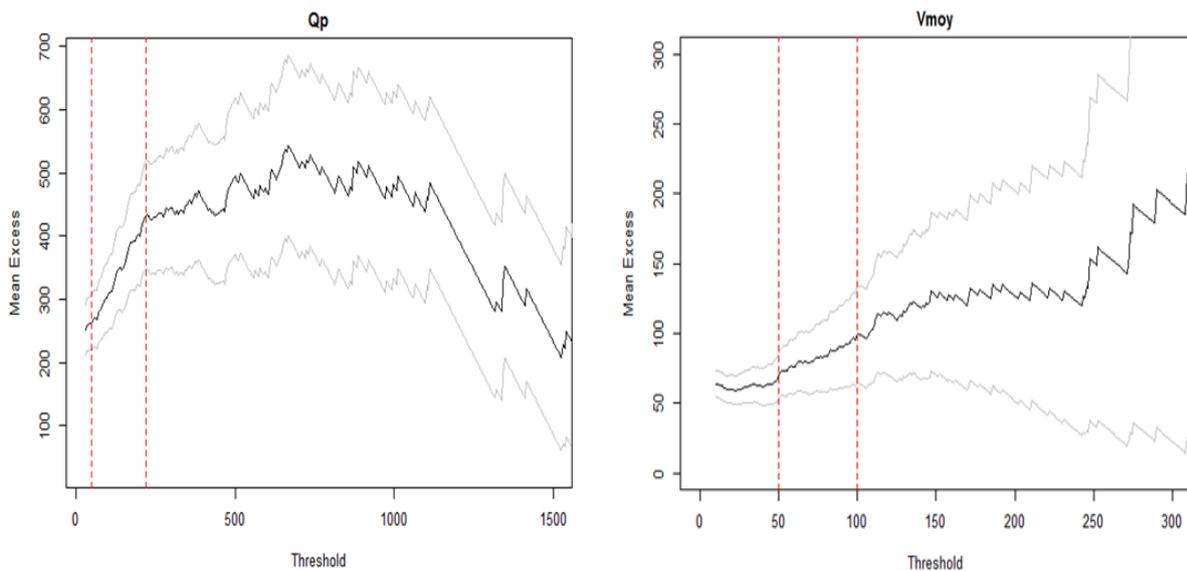


Figure 5.7: Plot des moyennes quadratiques des excès (MRLP).

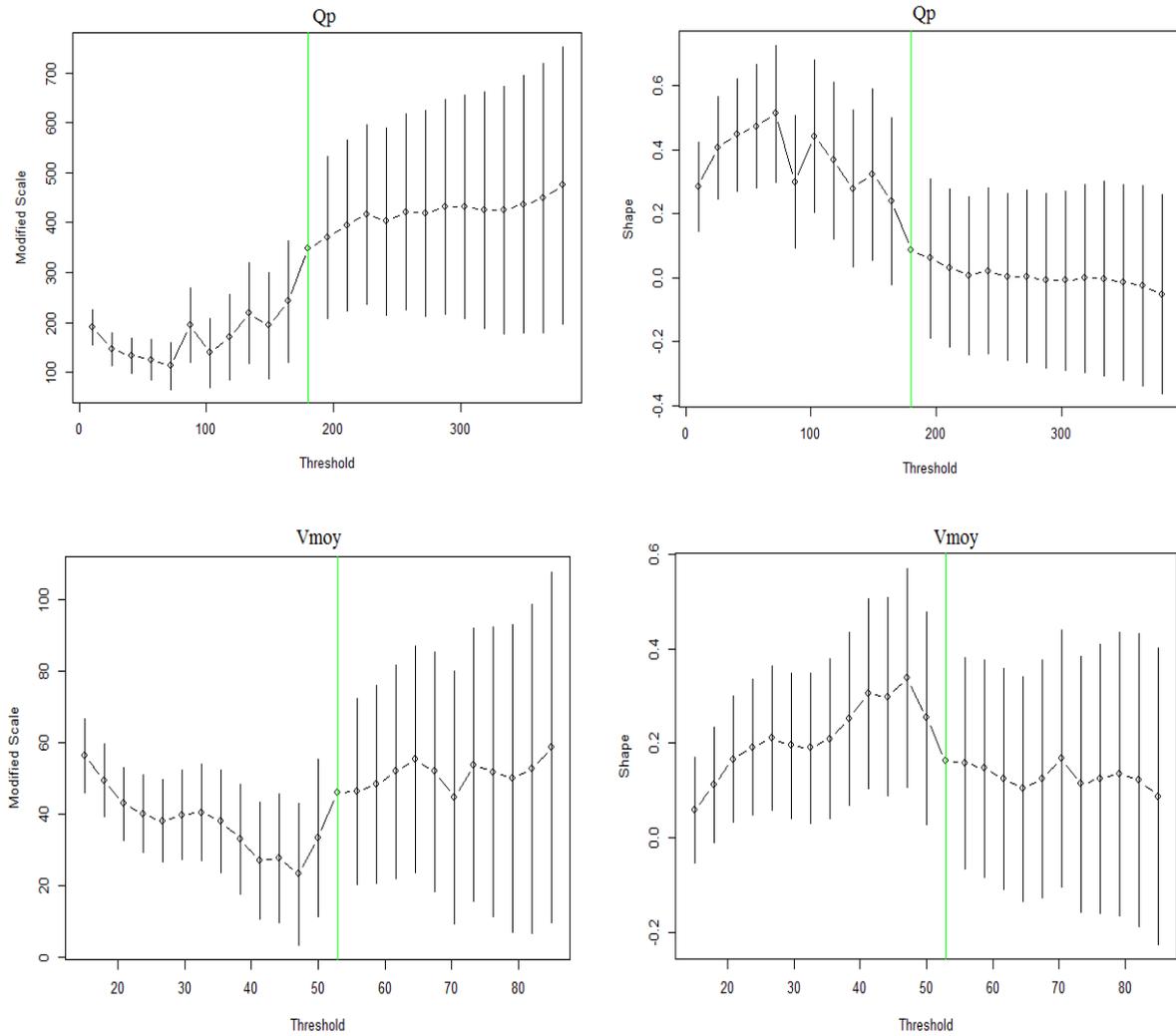


Figure 5.8: Stabilité des paramètres de la loi GPD.

5.2.3.2 Caractérisation de l'échantillon, estimation des paramètres et ajustement du model GPD

Le nombre d'excès obtenu en utilisant les seuils choisis au-dessus est de 145 pour les débits moyens V_{moy} ($N_{V_{pot}}^{br} = 145$) et 124 pour les débits de pointe Q_p ($N_{Q_{pot}}^{br} = 124$) soit environs deux évènements par an. La figure 5.9 présente la chronique des excès de débit moyen (V_{pot}) et de débit de pointe instantané (Q_{pot}). Le tableau 5.6 présente les paramètres statistiques descriptifs de base des données retenues. Les histogrammes et les box plot correspondants sont présentés dans la figure 5.10. Le coefficient de dissymétrie (C_s) positif indique une queue de distribution étalée vers la droite. La figure 5.10 montre l'existence de quelques outliers extrême qui seront exclus de l'ajustement.

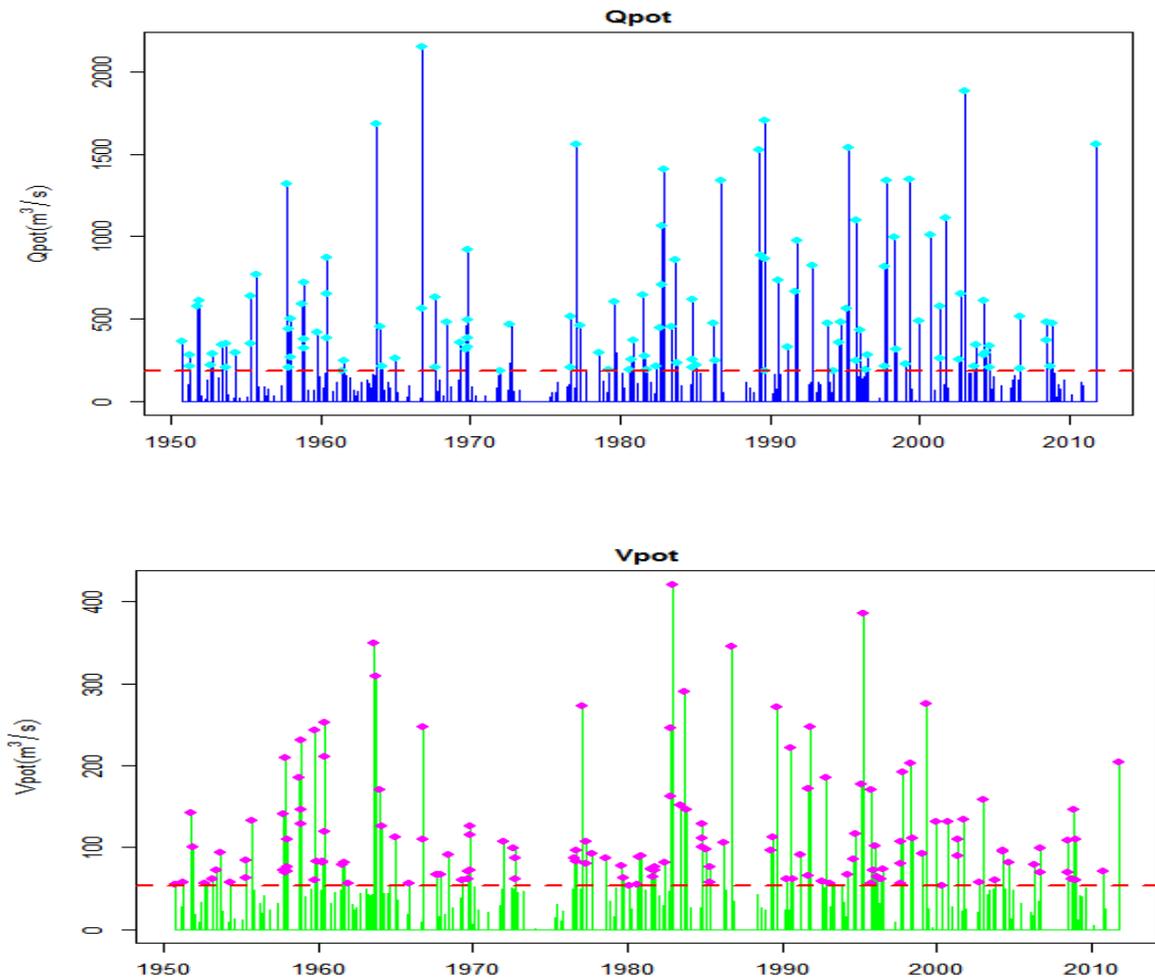


Figure 5.9: Chroniques des POT des débits moyens (V_{pot}) et des débits de pointe instantanés (Q_{pot}).

Tableau 5.6: Statistique descriptive de base des chroniques de débit.

statistiques	V_{pot}	Q_{pot}
	1951-2012	1951-2012
Effectif	145	124
N^{br}/année	2.33	2.0
Minimum	53.70	185
Moyenne	117.60	562.2
Médiane	91.57	435.3
Maximum	420.60	2152
Ecart type	72.83	419.80
Cv	0.62	0.75
Cs	1.84	1.6
Ck	3.26	2.03

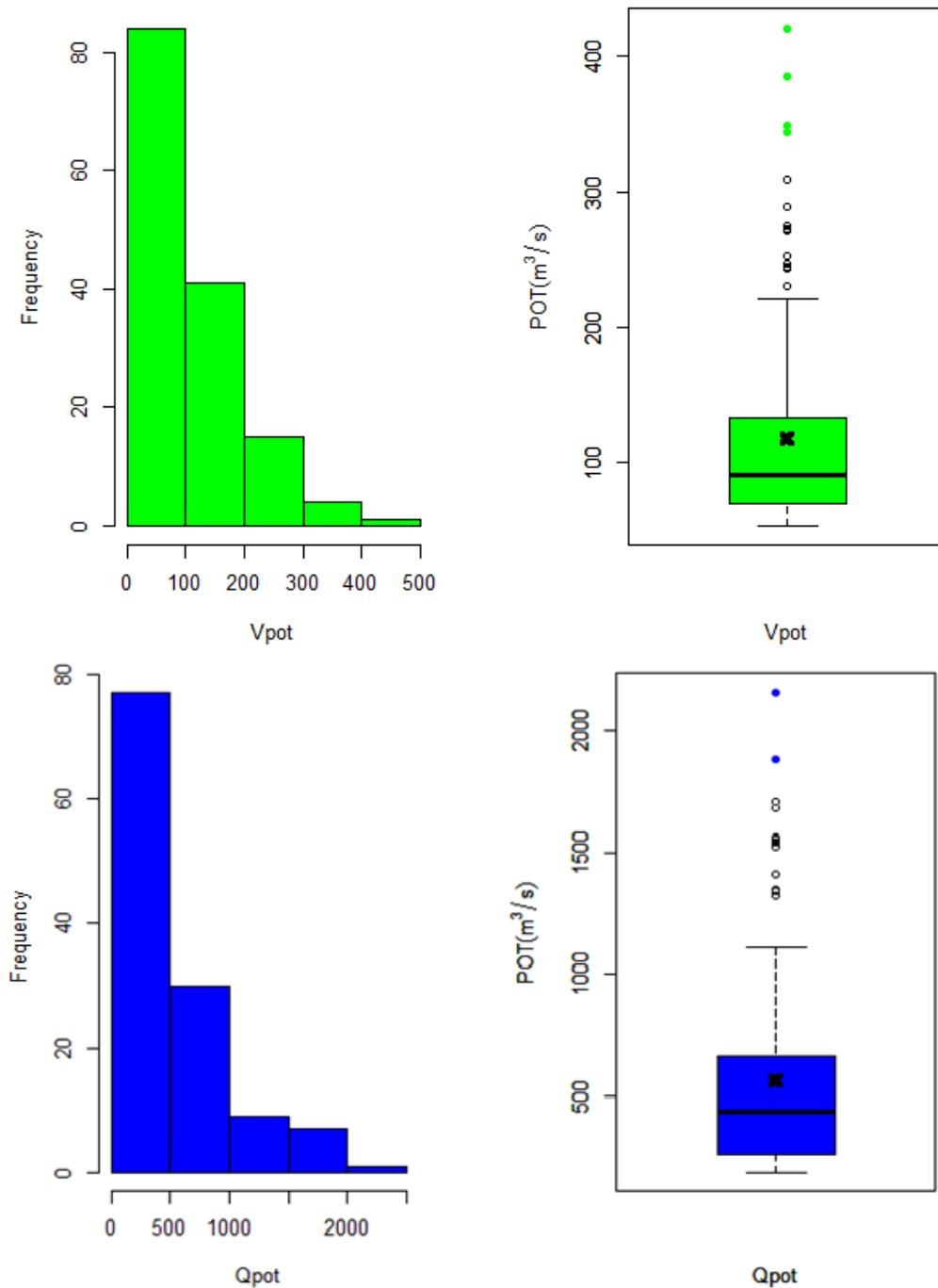


Figure 5.10: Histogramme et box plot des (Vpot) et des (Qpot).

Les tests d'homogénéité de Wilcoxon, de stationnarité de Mann-Kendall et d'indépendance de Wald-Wolfowitz ont été appliqués sur les séries POT. Les résultats sont présentés dans le tableau 5.7. Les résultats montrent qu'à un niveau de signification de 5% les excès retenus au-delà des seuils sélectionnés répondent aux hypothèses de base.

Tableau 5.7: Résultats de vérification des hypothèses de base.

Teste	Statistiques	V_{pot}	Q_{pot}
		1951-2012	1951-2012
Wald–Wolfowitz	p-value	0.33	0.123
	a- value	4.126	11.480
Wilcoxon	p-value	0.31	0.25
	W- value	2237.5	1634
Mann-Kendal	p-value	0.59	0.350
	τ -value	0.03	0.057

Les paramètres de la loi GPD estimés par les méthodes ML, LM et MOM sont présentés dans le tableau 5.8 et comparés en utilisant le RMSE, Biais, et l’investigation visuelle. Les modèles obtenus par différentes méthodes d’estimation des paramètres sont données à la figure 5.11. Le test d’AD est utilisé pour l’adéquation du modèle.

Tableau 5.8: Comparaison entre les méthodes MOM, ML et LM d’estimation des paramètres de la loi GPD.

	Loi de distribution	Paramètre	Méthode d’estimation		
			MOM	ML	LM
V_{pot} (1951-2012)	GPD	Seuil (S)	53	53	53
		Echelle (λ)	56.042	56.00	51.96
		Forme (γ)	0.0106	0.012	0.083
		RMSE	0.048	0.048	0.053
		Biais	-0.3	-0.3	-0.4
	AD test	p-value	0.76	0.76	0.92
		statistique	0.482	0.48	0.320
Q_{pot} (1951-2012)	GPD	Seuil (S)	180	180	180
		Echelle (δ)	339.72	323.14	301.63
		Forme (γ)	0.0519	0.097	0.158
		RMSE	0.072	0.071	0.078
		Biais	-0.6	-0.8	-0.9
	AD test	p-value	0.404	0.542	0.673
		statistique	0.916	0.719	0.573

On remarque que les trois estimateurs donnent des valeurs proches du RMSE et du Biais. Les figures 5.11 et 5.12 montrent qu’à partir d’une période de retour de 10 ans les quantiles estimés par les méthodes ML et LM ce divergent vers le haut plus que

les quantiles des Q_{pot} estimés par l'estimateur MOM. Alors que pour les V_{pot} les estimateurs ML et MOM donnent pratiquement les mêmes quantiles, il est d'ailleurs difficile de dissocier les résultats. Finalement le modèle GPD-ML est retenu pour l'ajustement des données POT et les résultats sont présentés sur la figure 5.13.

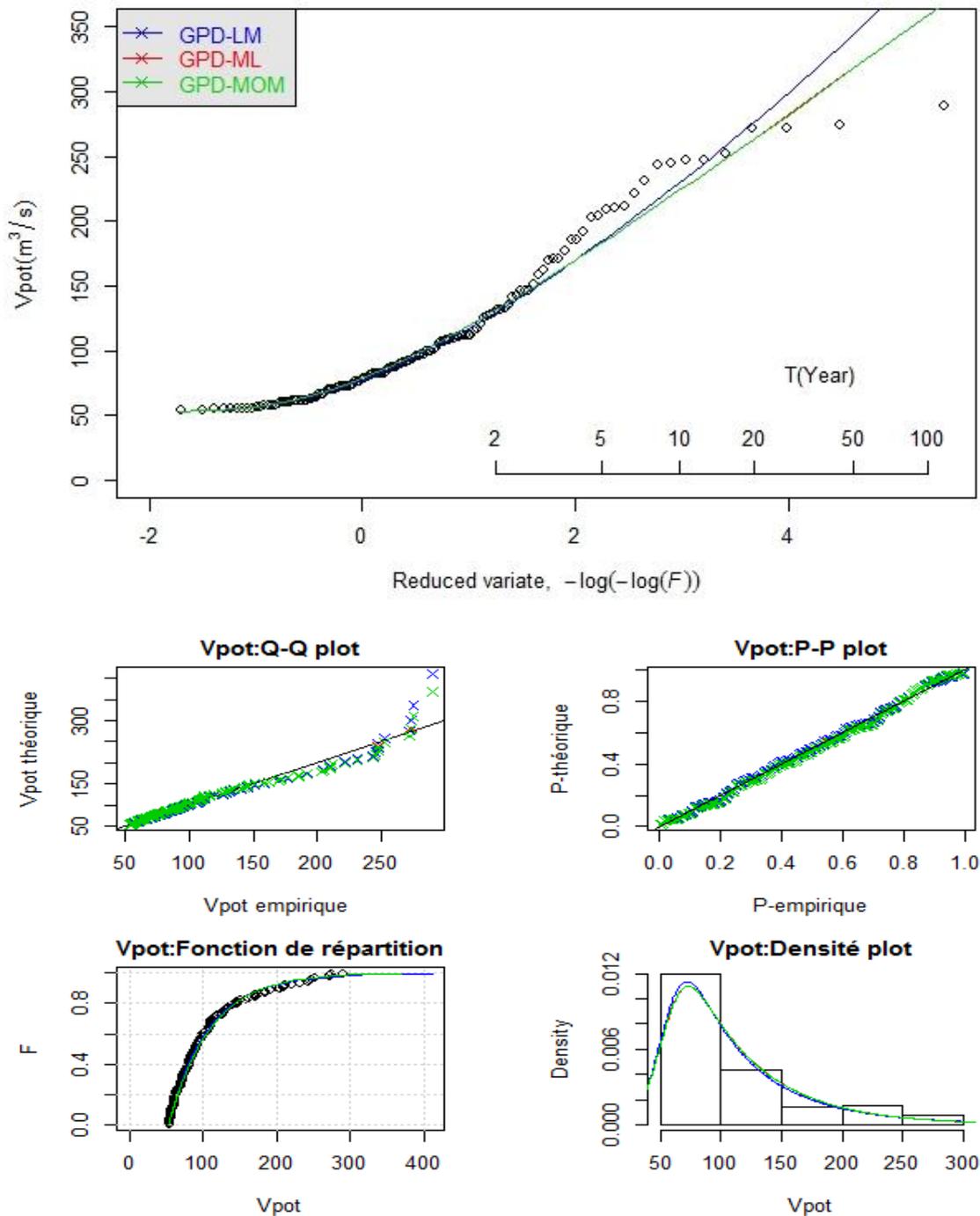


Figure 5.11: Comparaison des méthodes ML, LM et MOM d'estimation des paramètres de la loi GPD pour V_{pot} .

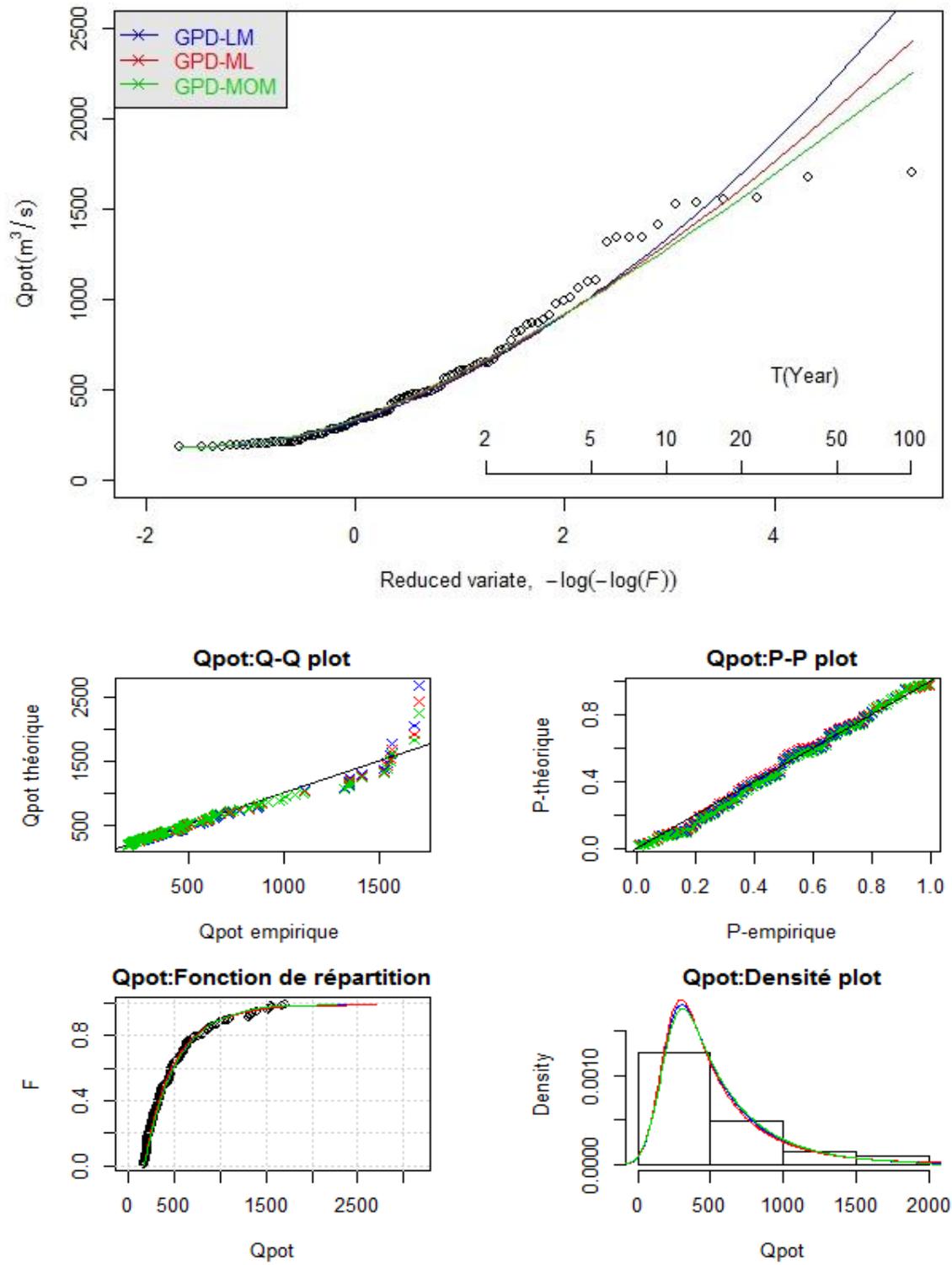


Figure 5.12: Comparaison des méthodes ML, LM et MOM d'estimation des paramètres de la loi GPD pour Q_{pot} .

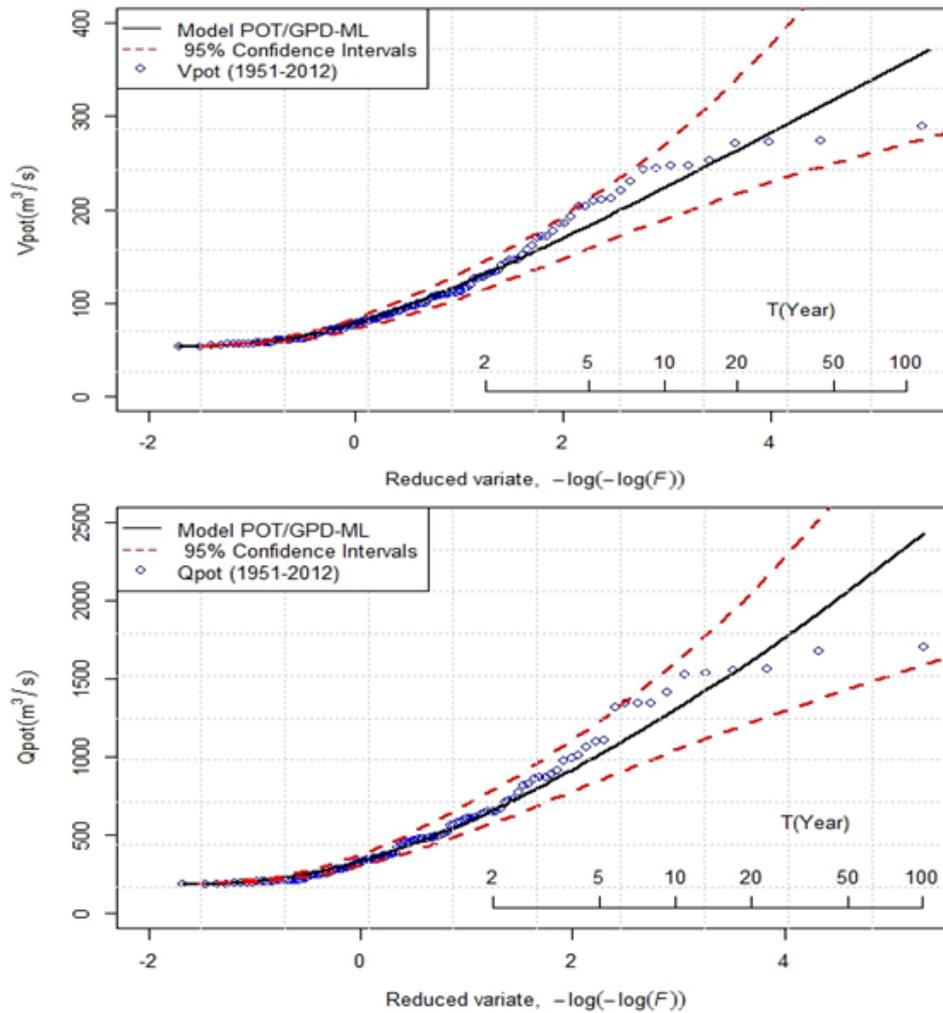


Figure 5.13: Ajustement d'un modèle GPD-ML aux données POT de oued Abiod.

5.3 Modèle QDF local convergeant

L'objectif de l'analyse débit-durée-fréquence est de fournir une formulation continue de quantiles des débits de pointe, des débits moyens $V(d, T)$ écoulé sur une durée d , ou des débits continûment dépassés $Q(d, T)$, en fonction de la probabilité F , et la durée d . Dans cette partie, on s'intéresse au modèle QdF local-convergent issue des débits de pointes des débits moyens $V(d, T)$. La durée caractéristique de oued Abiod estimée en utilisant la moyenne arithmétique des hydrogrammes normés adimensionnels est $D = 40$ min (figure 4.24). cette durée est identique à celle estimée par la méthode de socose (figure 5.14), On se basant sur ce résultat, cinq durées d'agrégation ($d_0 = 0, d_1 = 20min, d_2 = 40min, d_3 = 120min, d_4 = 240min$) ont été utilisées pour l'extraction des débits maximaux annuels sur la durée d , soit $V(d, T)$. Le paramètre Δ est donc 2.26. Plusieurs études ont montré qu'il existe une forte relation entre Δ et D , et que le rapport Δ/D

est relativement constant et égal à 3,5 (Javelle *et al.* 2000; Javelle 2001; Sauquet *et al.* 2003). Pour notre cas, le rapport est $\Delta/D = 3.39$, ce qui confirme la valeur estimée de D . La faible valeur de D et Δ reflète la tendance 'flash-flood' des crues du bassin versant de oued Abiod.

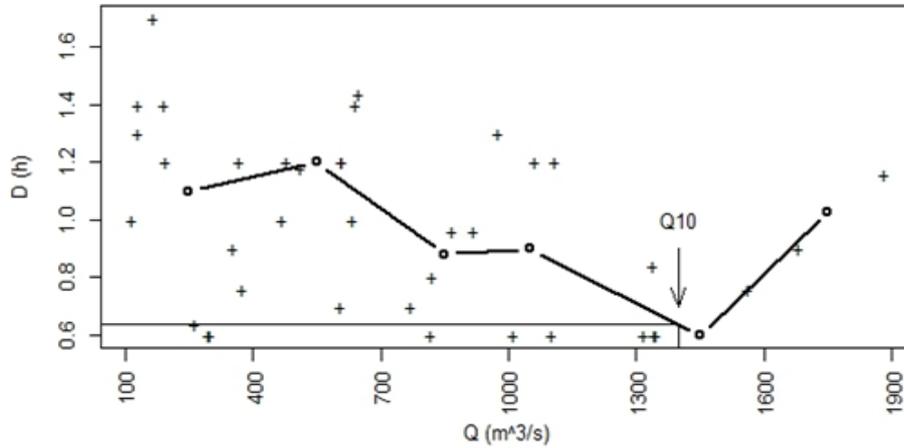


Figure 5.14: Estimation de la durée caractéristique par la méthode de socose.

5.3.2 Choix de la loi de probabilité et génération du modèle QDF

La figure 5.15 présente les box plots des débits maximaux annuels $Q_d^{max}(t)$ pour différentes durées. On constate, la moyenne est supérieure à la médiane ce qui signifie que la queue de la distribution est étalée vers la droite.

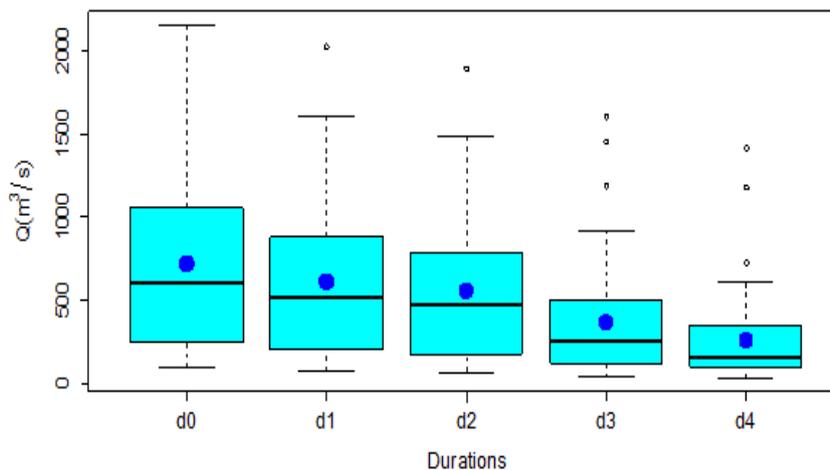


Figure 5.15: Box plot des débits maximaux annuels pour différentes durées (d).

Les résultats des tests statistiques nécessaires à compléter cette analyse probabiliste sont présentés dans le tableau 5.9. On conclut que l'indépendance, l'homogénéité et la stationnarité des différentes durées d sont vérifiées à un niveau de signification de 5%.

Tableau 5.9: Résultats de vérification des hypothèses de base.

Tests		d_0	d_1	d_2	d_3	d_4	$x_{moy}(j)$
Wald-Wolfowitz	p-value	0.619	0.694	0.438	0.562	0.867	0.763
	a- value	-3.254	-4.759	-3.942	-6.907	-8.647	-6.242
Wilcoxon	p-value	0.106	0.091	0.654	0.795	0.144	0.094
	W- value	328	323	326	327	338	324
Mann-Kendal	p-value	0.116	0.170	0.174	0.136	0.166	0.154
	τ -value	0.198	0.123	0.122	0.134	0.124	0.128

L'application des critères de sélection du modèle probabiliste et l'investigation graphique, présenter au le tableau 5.10 et la figure 5.16, montre que la loi P3 est la loi la mieux approprié pour l'ajustement de la série $x_{moy}(j)$. Ce résultat qui corrobore avec celui obtenu pour la série *QIX* (1951-2012) (section 5.1.1.3). Le modèle P3-LM est donc utilisé pour l'établissement des courbes *QDF*.

Tableau 5.10: Résultats des tests de sélection de loi de probabilité.

Lois de distribution	AIC	BIC	ADC
LN	888.5	892.6	0.142
GUMBEL	901.7	905.9	0.885
EV2	895.6	899.8	0.574
GEV	894.4	900.6	0.409
P3	885.3	891.6	0.048
LP3	890.1	896.4	0.162

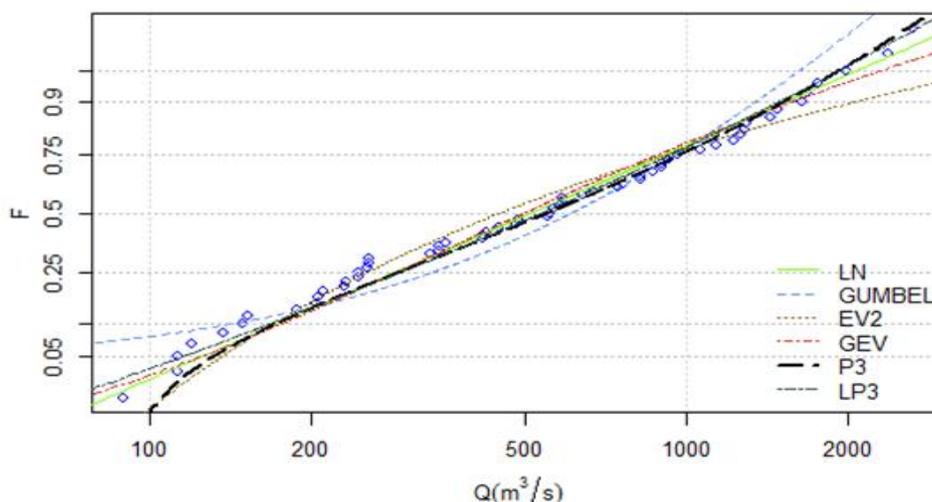


Figure 5.16: Comparaison des lois de probabilité.

Les paramètres de la loi retenus sont estimés et présentés au tableau 5.11 avec le résultat du test d'adéquation d'AD. Enfin, la distribution $V(d_0, T)$ et les courbes QDF sont alors ajustées en utilisant les paramètres de la loi données au tableau 4.11 (figure 5.17).

Tableau 5.11: Paramètres de la loi P3.

	Loi de distribution	Paramètre	
$x_{moy}(j)$ (1951-2012)	P3	Position (β)	42.18
		Echelle (λ)	557.48
		Forme (γ)	1.207
	AD test	p-value	0.757
		statistique	0.488

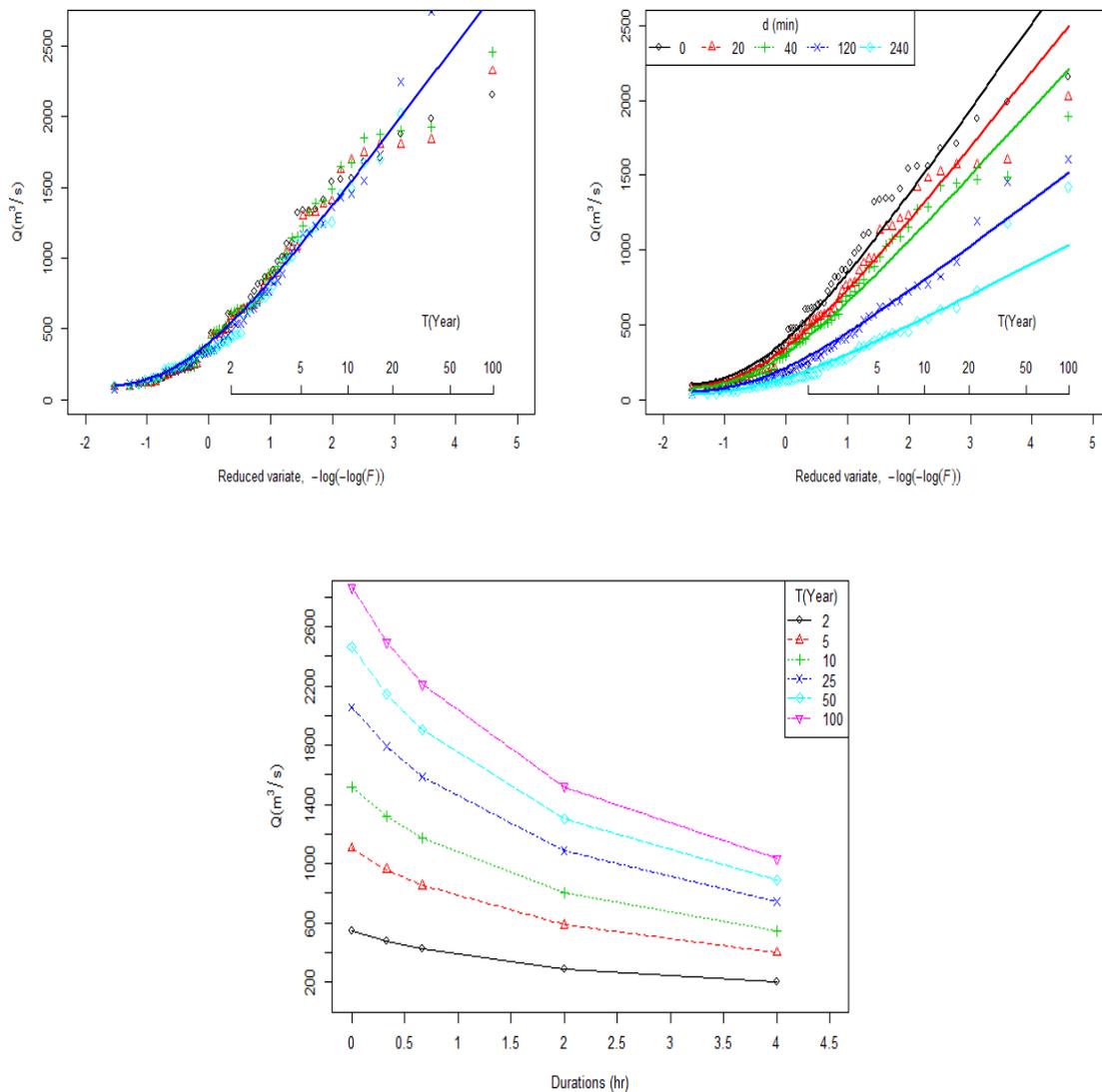


Figure 5.17: Courbes QDF convergent à oued Abiod.

5.4 Extrapolation par la méthode du Gradex Agregée

Afin d'estimer les valeurs des quantiles de période de retour rare ($T_g \leq T \leq 10000$), l'ajustement sur le domaine observable ($T \leq T_g$) a été complété par une approche utilisant l'information pluviométrique qui prend progressivement le relais pour l'estimation des quantiles à partir de T_g , seuil fréquentiel d'extrapolation, usuellement égale 10 ans pour les bassins versant avec une forte aptitude au ruissellement. Le modèle d'extrapolation choisi est une variante de la méthode des Gradex, dite méthode des Gradex Agregée. Pour les crues supérieures au seuil considéré ($T_g \geq 10$), les quantiles de débits moyens sur des durées proches de la durée caractéristique de bassin ($VCXd(T)$), sont estimés comme suit :

$$VCXd(T) = VCXd(T_g) + a_e(d) \ln \left(1 + \frac{a_q(T_g, d)}{a_e(d)} \times \frac{T - T_g}{T_g} \right), \text{ pour } D/2 \leq d \leq 5D. \quad (5.1)$$

$$VCXd(T) = r \cdot VCXD(t), \text{ pour } 0 \leq d \leq D/2 \quad (5.2)$$

L'extrapolation pour les quantiles instantanés est réalisée selon un rapport d'affinité (r) entre la pointe et le volume sur la durée caractéristique.

$a_q(T_g, d)$: Pseudo-Gradex des débits, relatif à la durée d et la période T_g ;

$a_e(d)$: Gradex des pluies maximales pour les intensités relatives à la durée d .

On calcule dans un premier temps le Gradex des pluies pour les différentes durées d'agrégation ($d_1 = 20min$, $d_2 = 40min$, $d_3 = 120min$, $d_4 = 240min$). Cependant, les seules données de pluie disponibles sont des données journalières fournies par quatre postes situés dans le bassin versant. Dans un premiers temps la lame d'eau moyenne journalière précipitée est calculée, pour constituer une seule série de pluies, considérée ensuite comme représentative de la totalité des précipitations reçues par le bassin versant. Dans cette étude, nous avons opté pour la méthode de Thiessen, couramment utilisée par les hydrologues pour le calcul des pluies moyennes spatiales.

Le passage des pluies spatiales maximales journalières aux pluies de courtes durées est effectué au moyen de la formule de Body (1981).

$$P_d = P_{max.j} \cdot \left(\frac{d}{24} \right)^b \quad (5.3)$$

Avec :

d : Durée de la pluie (heure).

$P_{max.j}$: Pluie maximale journalière (mm).

b : Exposant climatique calculée par la formule (5.4).

L'exposant b représente la moyenne des exposants climatiques de chaque poste pluviométrique (tableau 5.12).

$$b = 1 + \frac{\ln\left(\frac{P_{j,max}}{24}\right) - \ln(25)}{\ln(24) - \ln(0.5)} \quad (5.4)$$

Les courbes IDF pour des pas de temps choisis sont ensuite obtenus en ajustant la loi Gumbel-LM pour chaque durée (figure 5.18).

Tableau 5.12: Valeurs de l'exposant climatique des stations pluviométriques.

Station	$P_{j,max}$	b
Foum El Gherza	31.77	0.24
T'kout	37.25	0.28
Tiffelfel	26.34	0.19
Mdina	50.67	0.36
Moyenne		0.269

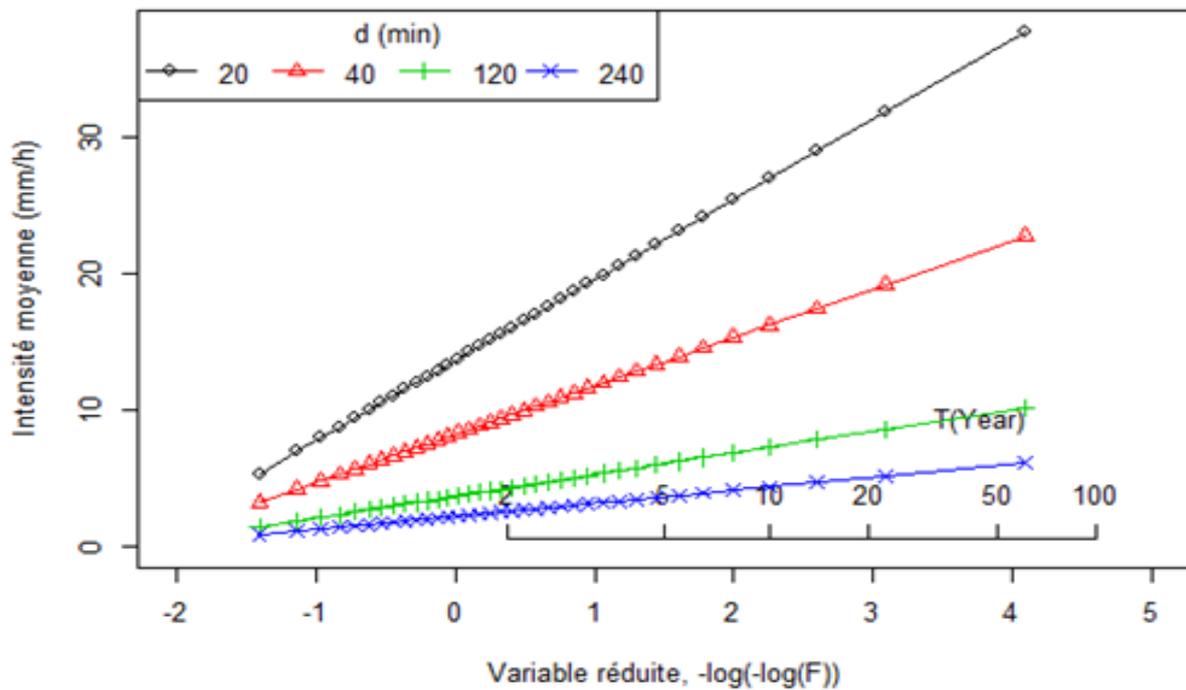


Figure 5.18: Courbes IDF de la pluie moyenne à oued Abiod

Une fois la loi de distribution des pluies déterminée, le calcul des pseudo-Gradex des débits s'effectue selon la formule :

$$a_q(T, d) = \frac{\partial VCXd(T)}{\partial \ln T} \quad \text{pour } (T > Tg) \quad (5.5)$$

Le Gradex des pluies et les pseudo-Gradex débits issus respectivement du modèle Gumbel-LM et P3-LM pour chaque durée sont ainsi obtenus et représentés en (mm) dans le tableau 5.13. Les pseudo-Gradex des débits sont obtenu on ajustant l'ensemble des quantiles expérimentaux $x_{moy}(j)$ au modèle P3-LM puis on extrait le pseudo-Gradex pour chaque durée. On constate que les pseudo-Gradex des débits sont quasiment constants pour de grandes périodes de retour ($T \geq 20$).

Tableau 5.13: Valeurs du Gradex des pluies et des débits (mm).

Durée d (min)	$a_q(T, d)$							$a_q(d)$	$a_e(d)$
	20	50	100	200	500	1000	10^4	-	-
D	1.57	1.58	1.58	1.58	1.59	1.58	1.58	1.58	-
$D/2 = 20$	1.37	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38	5.838
$D = 40$	1.21	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	3.518
$3D = 120$	0.83	0.84	0.84	0.84	0.84	0.84	0.84	0.84	1.576
$6D = 240$	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57	0.950

Le passage du débit moyen maximal $VCXD$, au débit de pointe QIX correspondant, pour $T > T_g$, est effectué par l'intermédiaire du rapport d'affinité (r) défini comme étant le rapport du débit instantané maximum annuel QIX et du débit moyen maximal $VCXD$ $r = QIX/VCXD$. Les résultats, présentés dans la figure 5.19, montrent que le rapport (r) varie d'une valeur minimal de 1.02 à un maximum égal à 1.72. En réalité ce rapport est en relation directe avec la réponse du bassin versant à une averse donnée, et il est tout à fait normal d'éliminer les valeurs jugées trop faibles. On conserve donc comme valeur de r la moyenne de 1/4 de la plus grande valeur de l'échantillon, soit $r = 1.54$.

Les courbes QDF extrapolées par la méthode des Gradex esthétique fournit les quantiles présentés dans la figure 5.20. L'extrapolation a été réalisée au delà de $T_g = 10$ ans, à partir de l'équation (5.1) pour $d \geq D/2$, sinon à partir de l'équation (5.2). Les courbes QDF convergeant, réalisées par le modèle P3-LM, sont aussi présentées sur la même figure. On voit clairement que l'extrapolation des quantiles par la méthode des Gradex induit une forte inflexion vers le haut pour les crues de grande période de retour.

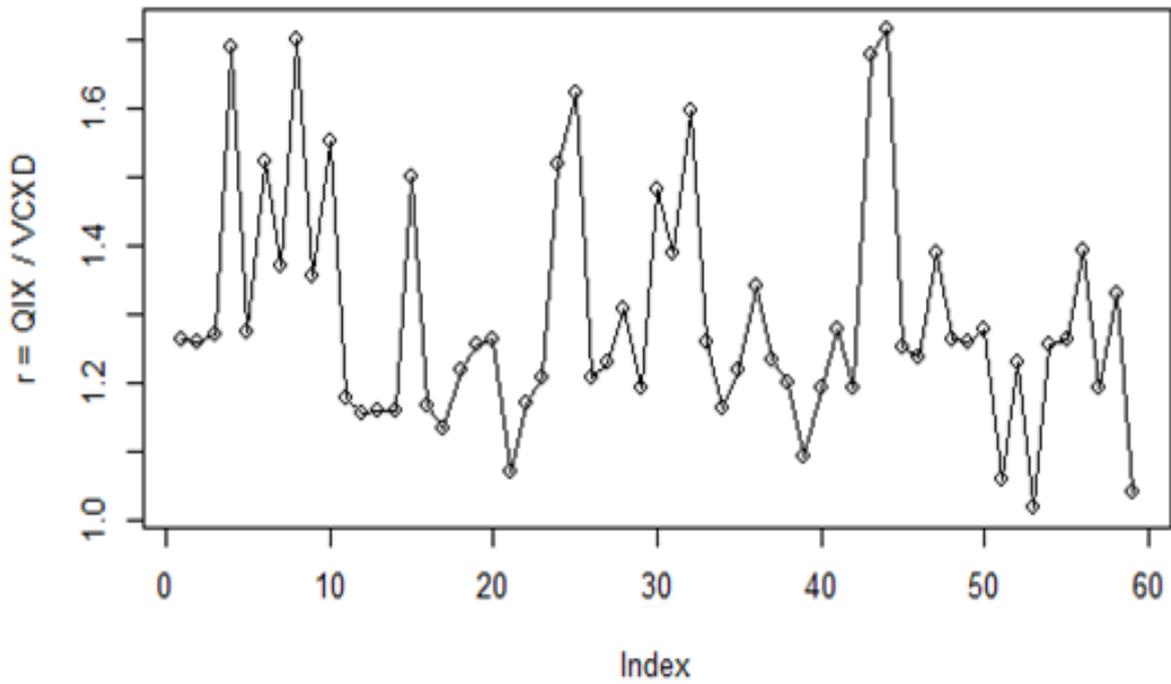


Figure 5.19: Variabilité du rapport d'affinité (r).

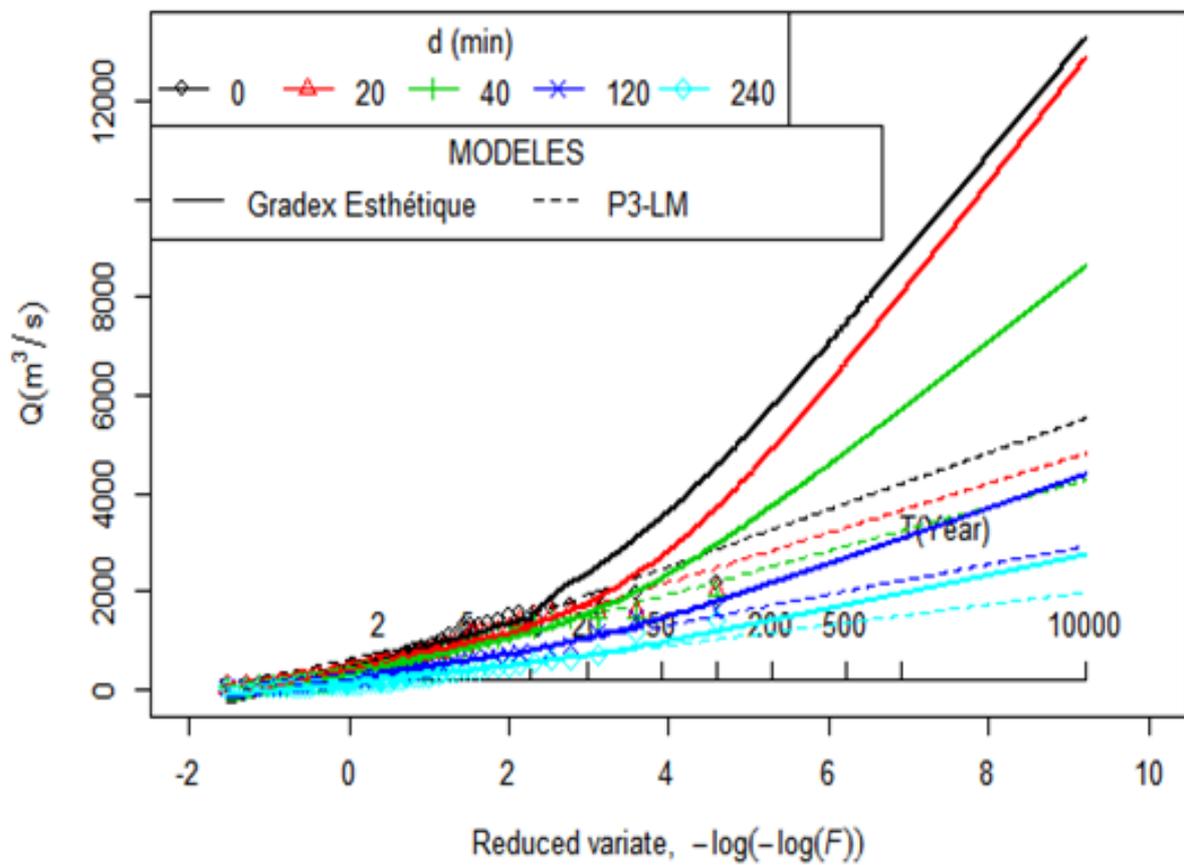


Figure 5.20: Courbes QDF de oued Abiod extrapolées par la méthode du Gradex esthétique.

5.5 Synthèse des quantiles obtenus par les différentes approches

Les quantiles des débits obtenus par l'ensemble des méthodes utilisés ci-dessus sont présentés dans le tableau ci-après.

Tableau 5.14: Synthèse des débits obtenus par les différents modèles utilisés pour oued Abiod.

série	QDF					Débit de pointe		Débit moyen			
	d(min)	0	20	40	120	240	POT	AM	POT	AM	
							GPD-ML	P3-LM	GPD-ML	P3-LM	
Période de retour T (ans)	2	QDF Convergeant (P3-LM)	541.20	471.63	417.92	287.11	195.38	659.50	572.59	131.26	119.14
	5		1107.30	964.97	855.07	587.44	399.76	1013.75	1087.13	183.68	209.23
	10		1521.53	1325.96	1174.94	807.20	549.31	1303.46	1437.18	223.70	274.59
	20		2060.50	1795.65	1591.14	1093.13	743.89	1613.33	1771.056	264.04	338.78
	50		2464.18	2147.45	1902.87	1307.29	889.62	2056.28	2197.12	317.86	422.54
	100		2865.50	2497.18	2212.77	1520.20	1034.51	2418.53	2511.53	358.96	485.34
	20	Gradex esthétique	2392.60	1772.94	1553.64	1050.20	710.81				
	50		3513.33	2728.14	2281.38	1456.71	969.63				
	100		4582.08	3728.51	2975.38	1807.09	1186.71				
	200		5776.95	4915.05	3751.26	2178.22	1413.65				
	500		7466.09	6662.92	4848.11	2685.27	1721.30				
1000	8786.43		8059.19	5705.48	3074.92	1956.82					

Le tableau 5.14 montre que les différents modèles donnent des résultats différents. Les quantiles de débit estimés pour la série AM sont supérieurs à ceux estimés pour la série POT. On constate aussi que le modèle P3-LM donne des résultats différents pour la série AM et le modèle QDF pour $d = 0$. Cette différence est due aux hypothèses simplificatrices du modèle QDF convergeant. Ainsi, le plus grand événement de débit de pointe instantané observé le 10 Octobre 1966 soit $2152 \text{ m}^3/\text{s}$ correspond à un événement d'une période de retour de 45 ans selon la série des données AM, et une période de retour de 60 ans selon la série POT. Pour les débits moyens, l'évènement exceptionnel de 11 Novembre 1982, d'un débit moyen de $420.56 \text{ m}^3/\text{s}$, correspond à une période de retour de 49 ans selon la série AM et 246 ans selon la série des données POT. On rappelle que deux valeurs singulières sont exclus de l'ajustement pour la série Q_{pot} et cinq valeurs pour la série V_{pot} , ce qui entraîne une estimation excessive de la période de retour des événements exclus.

L'utilisation de la méthode du Gradex esthétique pour l'estimation des crues rares donne des quantiles de débit plus grands pour des périodes de retour supérieures à 20 ans pour $d = 0$. Pour les autres durées, le modèle QDF convergent (P3-LM) donne des estimations de débit légèrement supérieure à celle du Gradex esthétique pour $T \leq 20$ ans, au-delà de laquelle la différence entre les quantiles estimés par la méthode du Gradex esthétique et le modèle QDF convergent (P3-LM) augmente avec l'augmentation de la période de retour. Ce qui est très intéressant de point de vue gestion des risques.

A la lumière de ces résultats, les quantiles obtenus par le modèle QDF convergent (P3-LM) seront utilisés avec ceux obtenus par le modèle d'extrapolation du Gradex esthétique pour la gestion de bassin versant. Pour $d = 0$ et $T \geq 20$ l'estimation de débit sera faite à partir des extrapolations Gradex esthétique. Pour $d \geq D/2$ et $T \leq 20$, le modèle QDF convergent (P3-LM) sera considéré. Le tableau 5.15 récapitule les quantiles de débits de crue issus du modèle QDF convergent (P3-LM) et de la formulation du Gradex esthétique. Les courbes QDF correspondant sont présentées dans la figure 5.21.

Tableau 5.15: Quantiles de débits de crue issus du modèle QDF convergent (P3-ML) et de la formulation du Gradex esthétique (Oued Abiod).

		<i>d (minutes)</i>				
		T (ans)	0	20	40	120
QDF (P3-ML)	2	541.20	471.63	417.92	287.11	195.38
	5	1107.30	964.97	855.07	587.44	399.76
	10	1521.53	1325.96	1174.94	807.20	549.31
	20	-	1795.65	1591.14	1093.13	743.89
Gradex esthétique	20	2392.60	-	-	-	-
	50	3513.33	2728.14	2281.38	1456.71	969.63
	100	4582.08	3728.51	2975.38	1807.09	1186.71
	200	5776.95	4915.05	3751.26	2178.22	1413.65
	500	7466.09	6662.92	4848.11	2685.27	1721.30
	1000	8786.43	8059.19	5705.48	3074.92	1956.82

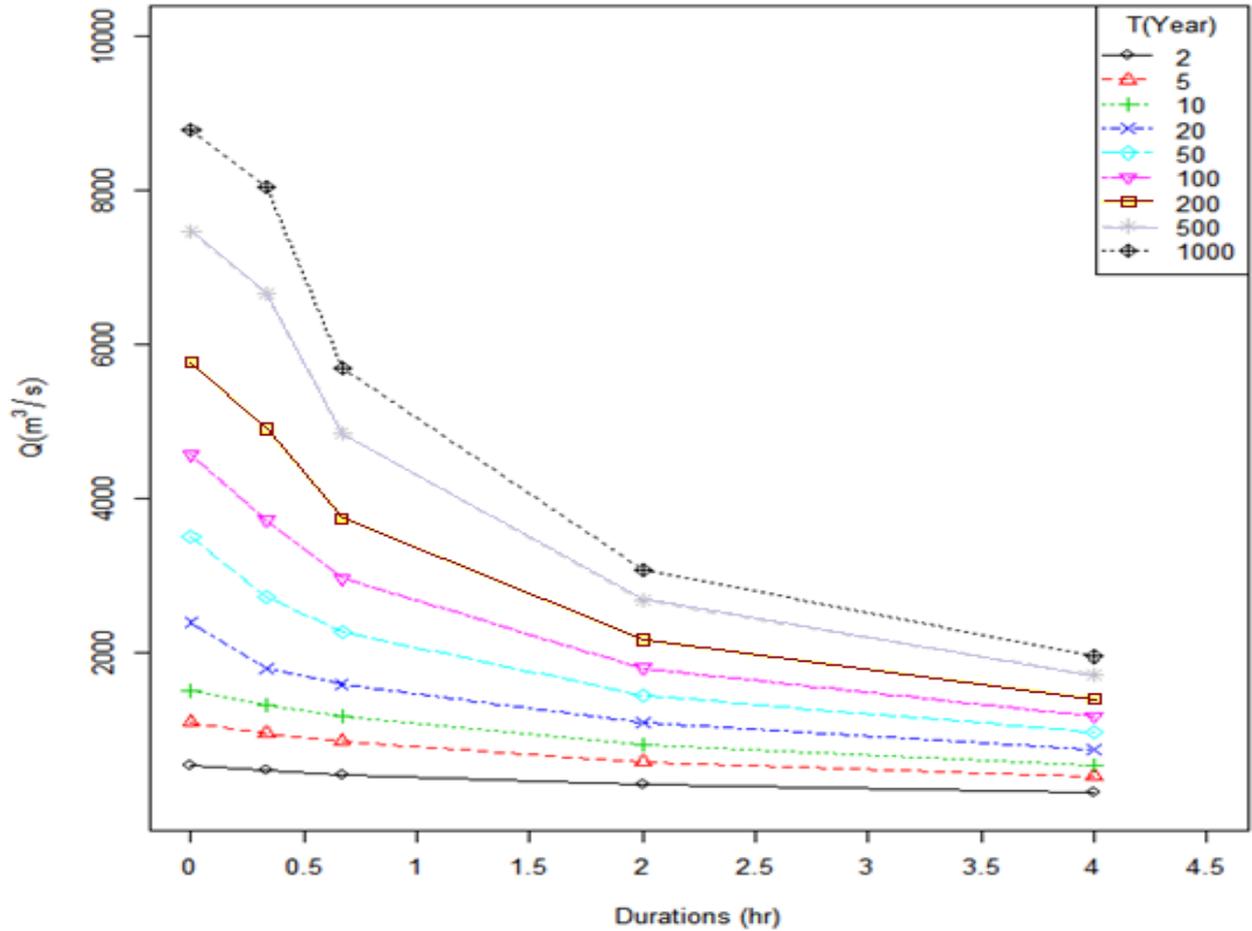


Figure 5.21: Courbes QDF de oued Abiod issues de la combinaison du modèle QDF convergeant (P3-ML) et du Gradex esthétique.

5.6 Construction d'un hydrogramme de projet *HSMF*

Sur la base de l'hydrogramme moyen adimensionnel (figure 4.24) et les courbes *QDF* de oued Abiod (figure 5.20), l'hydrogramme synthétique monofréquence (*HSMF*) peut être construit. La montée de l'hydrogramme de projet est déterminée en multipliant la montée de l'hydrogramme adimensionnel par le quantile de période de retour T . La décrue est construite sur la base du débit moyen maximal sur la durée d et la période de retour T ($V_{CX}(d, T)$). A titre d'illustration, la figure 4.22 présente les hydrogrammes *HSMF*(T) pour $T = 10, 100, 500$ et 1000 ans.

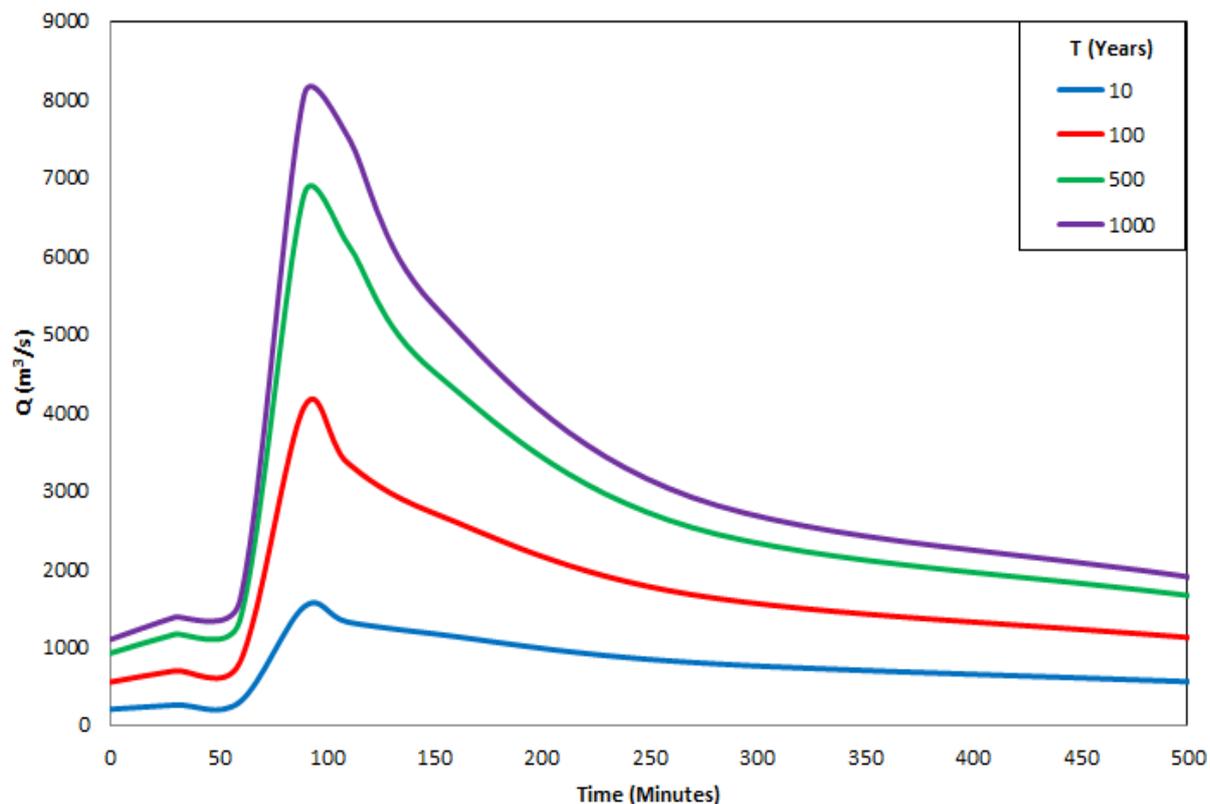


Figure 5.22: Hydrogrammes de projet (*HSMF*) de oued Abiod.

5.7 Conclusion

Au cours de ce chapitre, les données de débits du bassin versant de oued Abiod ont fait l'objet d'une modélisation probabiliste. Dans un premier temps, on a procédé à l'analyse fréquentielle par la méthode des maxima annuels (AM) et les valeurs supérieures à un seuil (POT). Sur la base des résultats des critères AIC, BIC et ADC, six distributions ont été ajustées (LN, GEV, Gumbel, LP3, P3 et EV2). La distribution Pearson type 3 (P3) semble être la distribution statistique la plus appropriée pour modéliser les maxima annuels des débits de pointe instantanés et des débits moyens des crues de oued Abiod. Pour la série POT, la loi de Pareto Généralisée (GPD) a été utilisée. L'estimation des paramètres de ces modèles est faite généralement par la méthode du maximum de vraisemblance (ML), la méthode des moments (MOM) et la méthode des L-moments (LM). Ces méthodes sont comparées en utilisant le RMSE, le Biais et la représentation graphique. La méthode des LM et la méthode de ML ont donné les meilleurs résultats pour l'estimation des paramètres de la loi P3 et GPD respectivement.

Cependant, la caractérisation des crues par le débit de pointe instantané et le débit moyen est essentielle mais insuffisante, la magnitude de crue est définie non seulement

par ces débits mais aussi par sa durée. Le modèle QdF convergent, développé par Javelle *et al* (2002a), est utilisé pour la description de régime hydrologique de bassin versant de oued Abiod en termes probabilistes en considérant plusieurs durées (d) relatives à la durée caractéristique du bassin versant (D) en utilisant le modèle P3-LM.

La méthode du Gradex Agrégée est utilisée pour l'extrapolation des courbes QdF aux quantiles de fréquences rares. L'information pluviométrique recueillie aux différents postes est agrégée à l'échelle du bassin versant pour considérer l'ensemble des pluies participant au phénomène de crues. L'extraction des intensités moyennes maximales sur différentes durées (d) est réalisée au moyen de la formule de Body (1981). Les Gradex des pluies pour différents pas de temps sont obtenus en ajustant la loi Gumbel-LM pour chaque durée. Ainsi les pseudo-Gradex des débits issus du modèle P3-LM sont obtenus. On a constaté que les pseudo-Gradex des débits sont quasiment constants. Les quantiles sont estimés en utilisant l'expression du Gradex esthétique.

Les quantiles des débits obtenus par l'ensemble des méthodes utilisées sont estimés et comparés pour différentes périodes de retour. En fin, les quantiles estimés par le modèle d'extrapolation du Gradex esthétique, couplé à la formulation convergente, sont utilisés pour la réalisation de l'hydrogramme du projet, appelé l'Hydrogramme Synthétique Monofréquent (HSMF), de période de retour de 10, 100, 500 et 1000 ans.

Conclusion générale

Le travail exposé dans cette thèse vise à étudier les crues du bassin versant de oued Abiod. A cette fin, la démarche suivie consiste, dans un premier temps, à collecter et reconstituer, autant que possible, des données nécessaires. Le bassin de oued Abiod est situé dans une région caractérisée par un climat aride à semi-aride. Il est constitué d'un relief relativement fort et couvre une superficie totale de l'ordre de 1300 Km². Six stations pluviométriques et deux stations hydrométriques, situées sur le bassin de oued Abiod, ont été inventoriées pour cette étude. Seules les stations avec moins de 20% des lacunes sont retenues. Pour cela, les stations pluviométriques et hydrométrique de M'Chounech sont écartés, ainsi que la station pluviométrique d'Arris. Les stations pluviométriques retenues sont caractérisées par l'existence des lacunes qui exige une analyse statistique des séries disponibles. La vérification des données pluviométriques a été faite à l'aide de deux méthodes : la vérification de la qualité des données et le comblement des lacunes par la méthode de double masse, et la vérification de la stationnarité des données et l'existence ou non de rupture par quatre tests statistiques : Pettitt, Mann-Kendal, Buishand et le test de segmentation de Hubert. Ces méthodes nous ont permis de mettre en évidence une tendance significative des pluies annuelles des stations de Medina et T'kout. Alors que les tests ne sont pas significatifs pour les autres stations et pour les maximas annuels des pluies journalières. Les pluies annuelles sont comprises entre 150 et 450 mm qui fait que l'amont soit plus arrosé que l'aval du bassin de oued Abiod. La pluie annuelle est caractérisée par deux pics, en automne et au printemps. La saison d'automne présente une occurrence pluviométrique plus importante par rapport au printemps, indiquant une agressivité pluviométrique plus importante pendant cette période de l'année.

Les relevés des niveaux d'eau dans la retenue du barrage de Foug El Gherza, fournis par l'ANBT, présente les seules données de débits exploitables. Comme pour la pluviométrie, le plus grand nombre de crues est enregistré en automne suivi du printemps. Le traitement préliminaire des données nous a permis de mettre en évidence le problème de fréquence des enregistrements durant la crue. Les tests de stationnarité montrent que la tendance à l'augmentation des débits de pointe instantanés, des débits moyens de crue et des débits moyens annuels n'ont pas conclu à une tendance significative.

L'étude des hydrogrammes des crues nous a permis de constater, qu'en général, les crues de la région sont violentes, soudaines et de courte durée. Les hydrogrammes peuvent

aussi être complexes avec plusieurs pointes ce qui témoigne de la pluralité des facteurs responsables de la crue. Cependant, quelques hydrogrammes plus volumineux avec temps de montée et de descente très allongés. Ces hydrogrammes sont observés généralement dans la période printanière. Ça peut être expliqué par l'effet des précipitations neigeuses, qui ne commence à fondre qu'à partir du mois de Mars. Lors d'un épisode pluvieux, les précipitations associées à la fonte de neige provoquent de très longues crues avec énorme volume d'eau mobilisé (Coté, 2005; Ballais, 2010). Ainsi ; les mécanismes de génération de crue dans le bassin de oued Abiod sont différents selon les conditions antécédentes du bassin et de la caractéristique des précipitations incidentes.

L'hydrogramme type des crues de oued Abiod est déterminé à l'aide des hydrogrammes normés adimensionnels en considérant la crue simple majeure de chaque année.

Six distributions usuellement utilisées pour l'ajustement des débits de crues, à savoir : Log-normale, Gumbel, Pearson type 3 ont été utilisés et testés pour l'ajustement des maxima annuel de débit de pointe instantané (QIX) et de débit moyen de crue (VMX). Alors que la GPD a été utilisée pour l'ajustement des valeurs supérieures à un seuil (POT). D'après les résultats du critère visuel graphique et du critère AIC, ABC et ADC ainsi que le RMSE et le Biais, il en ressort que les séries QIX et VMX suivent la loi de Pearson type 3 (P3) avec la méthode de L-moment pour l'estimation des paramètres alors que la méthode de maximum de vraisemblance est la plus appropriée pour l'estimation des paramètres de la loi GPD. L'adéquation de l'ajustement des débits à ces lois a été vérifiée et acceptée à l'aide du test d'Anderson Darling (AD).

Le modèle QdF convergent a été utilisé pour la description du régime de crues du bassin versant de oued Abiod en termes probabilistes avec la prise en compte de la durée caractéristique (D) du bassin versant en utilisant le modèle P3-LM. L'extrapolation des courbes QdF aux quantiles de fréquence rare et extrême a été achevée en utilisant la variante Agrégée de la méthode du Gradex.

Les analyses et les résultats obtenus permettent de proposer des hydrogrammes du projet, des périodes de retour de 10, 100, 500 et 1000 ans, qui est un outil nécessaire pour la gestion des ressources en eau dans une région soumise à la fois au risque d'inondation et à la pénurie des eaux.

L'ensemble des résultats trouvés a bien justifié notre intérêt à l'étude des crues. La mise à jour de cette étude, basée sur des modèles probabiliste, doit être faite périodiquement. L'intérêt d'une telle opération est indéniable, elle permettra d'associer des données plus récente et augmentée le nombre des observations pour mieux cerner les différents quantiles. Cette étude pourra également être un bon indicateur pour les gestionnaires du barrage car elle a mis en veille le problème de la fréquence d'enregistrement des débits de crues qui parfois reste insignifiante. Une des solutions, afin remédier à ce problème, est l'installation d'un système de télémessure. L'avantage d'un tel système réside dans la souplesse des interrogations, dont les fréquences sont programmables et s'adaptent aux circonstances particulières d'exploitation. Il est recommandé aussi de réhabiliter et actualisée la station hydrométrique de M'chounech, et l'installation d'autre stations hydrométriques plus en amont sur les différents affluent qui alimentent oued, action susceptible d'analyser le mécanisme de propagation des crues le long de oued, sans oublier l'élargissement de champ de couverture des stations pluviométriques et l'installation des stations pluviographiques.

L'estimation des débits dans les bassins non jugée présente l'un des contraintes majeures pour les hydrologues. Ainsi, il est recommandée d'analyser d'autre station de jaugeage localement et régionalement afin d'aboutir à un modèle régionale d'estimation de crue de projet.

Notre étude est appuyée sur des modèles probabilistes, il est conseillé de procéder à des modèles à base physique qui visent à mieux appréhender les interactions entre les facteurs externes (pluviométrie et température) et internes au bassin versant (couverts végétaux, sols et nappes souterraines) dans une région où le mécanisme de genèse des crues est variable fait intervenir des processus complexes.

Références bibliographiques

- Abdul, A. S., et R. W. Gilham, 1984: Laboratory studies of the Effects of the Capillary fringe on streamflow generation. *Water Resour. Res.*, **20**, 691-698.
- Achite, A., et Meddi M., 2004 : Estimation des crues en zone semi-aride : cas du bassin versant de l'oued Sly (Chlef). Colloque International « Terre et Eau » - Université d'Annaba – 4,5 et 6 Décembre 2004.
- Akaike, H., 1974: A new look at the statistical model identification. *IEEE Trans. Automat. Contr.*, **19**, 716-723.
- ANBT., 2012, Données Hydro-pluviométrique, Document interne., Direction régionale, Biskra, Algérie.
- ANRH., 2014, Données pluviométriques, Document interne., Directions régionales, Biskra-Batna, Algérie.
- Ambroise, B., 1998: *La Dynamique du Cycle de l'Eau dans un Bassin Versant: Processus, Facteurs, Modeles*. HGA. Bucarest-Roumanie, 206 pp.
- ANAT., 2003: Inventaire des ressources hydriques de la région de Biskra. Rapport de synthèse.
- Ancey, C., 2016: *Notes de cours Risques hydrologiques et aménagement du territoire*. Laboratoire hydraulique environnementale (LHE), École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Écublens, Lausanne, Suisse, 321 pp.
- Ballais, J.-L., 2010: Des oueds mythiques aux rivières artificielles : l'hydrographie du Bas-Sahara algérien. *Physio-Géo. Géographie Phys. Environ.*, **4**, 107-127.
- Beckers, E., et A. Degré, 2011: Revue bibliographique : la prise en compte des transferts horizontaux dans les modèles hydrologiques. *Biotechnol. Agron. Société Environ.*, **15**, 143-151.
- Belagoune, F., 2012: Etude et modélisation des crues des cours d'eau en milieu semi-aride : cas des grands bassins versants 05, 06 et 07. Mémoire de Magistère. Université de Ouargla., 181 pp.
- Belloula, M., 2008: Modélisation des écoulements et perspectives de prévention contre les risques d'inondation dans quelques bassins de la Medjerda (Confins Algéro-Tunisiens). Mémoire de Magistère. Université de Batna., 168 pp.
- Bernier J. 1959 : Comparaison des lois de Gumbel et de Fréchet sur l'estimation des débits maxima de crue. *La Houille Blanche* , **1**, 47-56.

Benameur, S., A. Benkhaled, D. Meraghni, F. Chebana, et A. Necir, 2016: Complete flood frequency analysis in Abiod watershed, Biskra (Algeria). *Nat. Hazards*, **1**, 1689-1699.

Benkhaled, A., Z. Rezghi, et F. Sakhraoui, 2013: Floods in abiod wadi : analysis of database. *Journal, Larhyss*, **14**, 179-191.

Benkhaled, A., H. Higgins, F. Chebana, et A. Necir, 2014: Frequency analysis of annual maximum suspended sediment concentrations in Abiod wadi, Biskra (Algeria). *Hydrol. Process.*, **28**, 3841-3854.

Benson, M. A., 1968: Uniform Flood-Frequency Estimating Methods for Federal Agencies. *Water Resour. Res.*, **4**, 891-908.

Bessenasse, M., G. Galea, et A. Paquier, 2006: Application du modèle convergent de la méthode hydrologique QDF au bassin versant du SAF SAF (Algérie). *Larhyss J.*, **5**, 133-137.

Betson, R. P., 1964: What is watershed runoff? *J. Geophys. Res.*, **69**, 1541-1552.

Beven, K., 1989: Changing ideas in hydrology — The case of physically-based models. *J. Hydrol.*, **105**, 157-172.

Beven, K., et P. F. Germann, 1982: Macropores and water flows in soils. *Wat. Resour. Res.*, **18**, 1311-1325.

Beven, K., et M. J. Kirkby, 1979: A physically based, variable contributing area model of basin hydrology. *Hydrol. Sci. Bull.*, **24**, 43-69.

Body, K., 1981 : Analyse fréquentielle des pluies de l'Algérie - Synthèse régionale : détermination des paramètres principaux par station et répartition spatiale, ANRH-Antenne de Constantine, Algérie, 46p.

Boiffin, J., 1984: La dégradation structurale des couches superficielles sous l'action des pluies. Thèse de Docteur Ingénieur, Inst. Natl. Agr., Paris., 128 pp.

Bouanani, A., 2004: Hydrologie, Transport solide et Modélisation. Etude de quelques sous bassins de la Tafna (NW – Algérie). Thèse Doctorat d'Etat. Université de Telemcen, 250 pp.

Box, G. E. P., 1976: Science and Statistics. *J. Am. Stat. Assoc.*, **71**, 791-799.

Buishand, T. A., 1982: Some methods for testing the homogeneity of rainfall records. *J. Hydrol.*, **58**, 11-27.

Campozano L, Sanchez E, Aviles A, Samaniego E. 2014. Evaluation of infilling methods for time series of daily precipitation and temperature : The case of the Ecuadorian Andes.

Maskana, **5** (1): 99-115.

- Cappus, P., 1960: Étude Des Lois De L'Écoulement-Application Au Calcul Et À La Prévion Des Débits. *La Houille Blanche*, 493-520.
- Carpenter, T. M., J. A. Sperflage, K. P. Georgakakos, T. Sweeney, et D. L. Fread, 1999: National threshold runoff estimation utilizing GIS in support of operational flash flood warning systems. *J. Hydrol.*, **224**, 21-44.
- Castany, G., 1967: *Traité pratique des eaux souterraines*. Dunod. Paris, 661 pp.
- Chen, X., L. Zhang, C.-Y. Xu, J. Zhang, et C. Ye, 2013: Hydrological Design of Nonstationary Flood Extremes and Durations in Wujiang River, South China: Changing Properties, Causes, and Impacts. *Math. Probl. Eng.*, **2013**, 1-10.
- Chow, V.T., D.R Maidment, et L.W Mays, 1988: *Applied Hydrology*. McGraw-Hil. McGraw-Hill Publishing Company, New York, 572 pp.
- Chowdhury, J. U., J. R. Stedinger, et L. H. Lu, 1991: Goodness of fit tests for regional generalized extreme value flood distributions. *Water Resour. Res.*, **27**, 1765-1776.
- Colletaz, G., 2004: Statistique non parametrique elementaire, Cours de M2 ESA, Université d'Orléans, France., 1-52.
- Coté, M., 2005: *La ville et le désert: le Bas-Sahara algérien*. Aix-en-Provence : IREMAM, Karthala, Paris, 306 pp
- Cosandey, C., et J. F. Didon-Lescot, 1990: Etude des crues cévenoles: conditions d'apparition dans un petit bassin forestier sur le versant sud du Mont Lozère, France. *Reg. Hydrol. Proc. Ljubljana Symp. IASH Publ*, **191**, 103-115.
- Cunderlik, J. M., 2003: *Hydrologic model selection for the CFCAS project : Assessment of Water Resources Risk and Vulnerability to Changing Climatic Conditions.*, Water Resources Research Report no. 046, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Western Ontario, London, Ontario, Canada., 38pp.
- Cunnane, C., 1989: *Statistical Distributions for Flood Frequency Analysis*, WMO Series no. 718. World Meteorological Organization, Operational hydrology report no. 33, Geneva, Switzerland., 61 pp.
- Dalloni, M., 1939: *Géologie appliquée de l'Algérie: métallogénie, hydrogéologie, agrogéologie*. Masson et Cie, 888 pp.
- Das, S., 2010: Examination of Flood Estimation Techniques in the Irish Context. National University of Ireland Galway, Irlande, 261 pp.
- Davie, T., 2008: *Fundamentals of Hydrology, Second Edition*. 387 pp.

- Dingman, S. L., 2002: *Physical hydrology, Second Edition*. Prentice Hall, New Jersey, USA, 646 pp.
- Di Piazza, A., 2011: The problem of missing data in hydroclimatic time series. Application of spatial interpolation techniques to construct a comprehensive of hydroclimatic data in Sicily, Italy. Thèse de doctorat, IRIS, Université de Palerme., 232 pp.
- 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 pp.
- Dunne, T., 1983: Relation of field studies and modeling in the prediction of storm runoff. *J. Hydrol.*, **65**, 25-48, doi:10.1016/0022-1694(83)90209-3.
- Dunne, T., et R. D. Black, 1970a: An Experimental Investigation of Runoff Production in Permeable Soils. *Water Resour. Res.*, **6**, 478-490, doi:10.1029/WR006i002p00478.
- Dunne, T., et R. D. Black, 1970b: Partial Area Contributions to Storm Runoff in a Small New England Watershed. *Water Resour. Res.*, **6**, 1296-1311.
- Duquesnoy, M., 1949: Barrage de Foug el Gherza. *Terres et Eaux*, **7**, 40.
- Esteves, M., X. Faucher, S. Galle, et M. Vauclin, 2000: Overland flow and infiltration modelling for small plots during unsteady rain: Numerical results versus observed values. *J. Hydrol.*, **228**, 265-282.
- Fisher, R. A., et L. H. C. Tippett, 1928: Limiting Forms of the Frequency Distribution of the Largest or Smallest Member of a Sample. *Math. Proc. Cambridge Philos. Soc.*, **24**, 180-190.
- Foster, H.A., 1924: Theoretical frequency curves and their application to engineering problems. *Trans. ASCE.*, **87**, 142-173, 2
- Freeze, R. A., 1974: Streamflow generation. *Rev. Geophys.*, **12**, 627-647.
- Fuller, W. E., 1914: Flood Flows. *Trans. Am. Soc. Civ. Eng.*, **77**, 567-617.
- Galéa, G., et C. Prudhomme, 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. *Rev. des Sci. l'eau*, **10**, 83.
- Garçon, R., E. Bossard, et M. Lang, 2004: *Revisiter la notion de scénario hydrologique de référence pour la caractérisation des inondations*. 76 pp.
- Gascoin, S., 2009: Etude des paramétrisations hydrologiques d'un modèle de surface continentale : importance des aquifères et des premiers centimètres du sol. université Pierre et Marie Curie, France., 251 pp.

- Goubanova K., 2007: Une étude des événements climatiques extrêmes sur l'Europe et le bassin Méditerranéen et de leur évolution future. university de Paris 6, 121 pp.
- Greenwood, J. A., J. M. Landwehr, N. C. Matalas, et J. R. Wallis, 1979: Probability weighted moments: Definition and relation to parameters of several distributions expressible in inverse form. *Water Resour. Res.*, **15**, 1049-1054.
- Guillot, P., et D. Duband, 1967: La méthode du gradex pour le calcul de la probabilité des crues à partir des pluies. *Assoc. Int. des Sci. Hydrol.*, **84**, 560-569.
- Gumbel, E. J., 1941: The Return Period of Flood Flows. *Ann. Math. Stat.*, **12**, 163-190.
- Haile, A.T., 2011. Regional Flood Frequency Analysis in Southern Africa. Master Thesis, University of Oslo, 113 pp.
- Haan, C. T., H. P. Johnson, et D. L. Brakensiek, 1982: Hydrologic modeling of small watersheds. *ASAE Monogr.* 5, 533.
- Hasan MM. 2013. Filling gaps in daily rainfall data : a statistical approach. *20th International Congress on Modelling and Simulation*, Adelaide, Australia: 1-6.
- Hazen, A., 1932: *Flood flows*. John Wiley, New York, 199 pp.
- Hewlett, J. D., et A. R. Hibbert, 1967: Factors affecting the response of small watersheds to precipitation in humid areas. *For. Hydrol.*, 275-290.
- Hebal, A., et B. Remini, 2011: Choix du modèle fréquentiel le plus adéquat à l'estimation des valeurs extrêmes de crues (cas du nord de L'Algérie). *Can. J. Civ. Eng.*, **38**, 881-892.
- Hillel, D., 1974: *L'eau et le sol: principes et processus physiques*. Vander. 288 pp.
- Hingray, B., C. Picouet, et A. Musy, 2009: *Hydrologie 2: Une science pour l'ingénieur*. Presses polytechniques et universitaires romandes, Lausanne, Suisse, 600 pp.
- Horton, J. H., et R. H. Hawkins, 1965: Flow path of rain from the soil surface to the water table. *Soil Sci.*, **100**, 377-383.
- Horton, R. E., 1933: The role of infiltration in the hydrologic cycle. *Trans. Am. Geophys. Union*, 445-460.
- Hosking, J. R. M., et J. R. Wallis, 1987: Parameter and quantile estimation for the generalized Pareto distribution. *Technometrics*, **29**, 339-349.
- Hosking, J. R. M., 1990: Analysis and estimation of distributions using linear combinations of order statistics. *J. R. Stat. Soc.*, **52**, 105-124.

- Hosking, J. R. M., et J. R. Wallis, 2005: *Regional Frequency Analysis: An approach based on L-moments*. Cambridge. 224 pp.
- Hubert, P., 1989: La séparation de l'hydrogramme. Apport des méthodes isotopiques. *Hydrogéologie*, **3**, 143-150.
- Hubert, P., et J. P. Carbonnel, 1987: Approche statistique de l'aridification de l'Afrique de l'Ouest. *J. Hydrol.*, **95**, 165-183.
- Hubert, P., J. P. Carbonnel, et A. Chaouche, 1989: Segmentation des séries hydrométéorologiques - application à des séries de précipitations et de débits de l'Afrique de l'ouest. *J. Hydrol.*, **110**, 349-367.
- Hursh, C. R., 1944: Appendix B—Report of sub-committee on subsurface-flow. *Trans. Am. Geophys. Union*, **25**, 743.
- Jajarmizadeh, M., S. Harun, et M. Salarpour, 2012: A review on theoretical consideration and types of models in hydrology. *J. Environ. Sci. Technol.*, **5**, 249-261.
- Javelle, P., 2001: Caractérisation du régime des crues : le modèle débit-durée-fréquence convergent Approche locale et régionale. Thèse de doctorat, institut national polytechnique de Grenoble, 277 pp.
- Javelle, P., G. Galéal, et J. M. Grésillon, 2000: L'approche débit-durée-fréquence : historique et avancées. *Rev. des Sci. l'eau*, **13**, 305.
- Javelle, P., T. B. M. J. Ouarda, M. Lang, B. Bobée, G. Galéa, et J.-M. Grésillon, 2002a: Development of regional flood-duration–frequency curves based on the index-flood method. *J. Hydrol.*, **258**, 249-259.
- Javelle, P., E. Sauquet, et J. Grésillon, 2002b: Describing actual and future flood hydrological regimes. *Celt. Hydrol. Symp.*, **d**, 270-280.
- Javelle, P., T. B. M. J. Ouarda, et B. Bobée, 2003: Spring flood analysis using the flood-duration–frequency approach: application to the provinces of Quebec and Ontario, Canada. *Hydrol. Process.*, **17**, 3717–3736.
- Joly, F., 2006: Les eaux sauvages des régions arides. Notions de base sur l'hydrologie des déserts. *Géomorphologie Reli. Process. Environ.*, **12**.
- Jones, K. R., 1981: *Arid zone hydrology for agricultural development*. FAO. Irrigation Drainage, Paper 37, Rome, 271 pp.
- IRD-ORSTOM, 1998: Khronostat Version 1.0. Logiciel, Orstom, Montpellier.
- Kendall, M. G., 1975: Rank correlation measures. *Charles Griffin, London*, **202**, 202.

- Kirkby, M., 1988: Hillslope runoff processes and models. *J. Hydrol.*, **100**, 315-339.
- Laborde, P. J. P., 2009: *Elements d'Hydrologie De Surface*. Département Hydroinformatique et Ingénierie de l'Eau, Ecole Polytechnique de L'université de Nice - Sophia Antipolis, France, 202 pp.
- Laio, F., 2004: Cramer-von Mises and Anderson-Darling goodness of fit tests for extreme value distributions with unknown parameters. *Water Resour. Res.*, **40**.
- Laio, F., G. Di Baldassarre, et A. Montanari, 2009: Model selection techniques for the frequency analysis of hydrological extremes. *Water Resour. Res.*, **45**, W07416.
- Lang, M., et J. Lavabre, 2007: *Estimation de la crue centennale pour les plans de prévention des risques d'inondations*. Editions Quae, 232 pp.
- Le Clerc, S., 2004: Revisiter la notion de scénario hydrologique de référence pour la caractérisation des inondations. Thèse de doctorat. Université Joseph Fourier de Grenoble 1, 338 pp
- Lin, X., 1999: Flash floods in arid and semi-arid zones. *Tech. Doc. Hydrol. No. 23*, 65.
- Loye-Pilot, M. D., et C. Jusserand, 1990: Décomposition chimique et isotopique d'un hydrogramme de crue d'un torrent méditerranéen - Réflexions méthodologiques. *Rev. des Sci. l'eau*, **3**, 211.
- Madsen, H., Rasmussen, P. F. et Rosbjerg, D, 1997: Comparison of Annual Maximum Series and Partial Duration Series Methods for Modeling Extreme Hydrologic Events: 1. At-site modeling. *Water Resour. Res.*, **33** (4), 747-757.
- Mann, H. B., 1945: Nonparametric Tests Against Trend. *Mann Source Econom.*, **13**, 245-259.
- Margoum, M., G. Obeblin, M. Lang, et R. Weingartner, 1994: Estimation des crues rares et extrêmes : principes du modèle Agregee. *Hydrologie continentale* **9** (1): 85-100.
- Masson, J. M., 1992: Hydrologie et Statistiques. *Séminfor 5: Cinquième Séminaire Informatique de l'ORSTOM, Montpellier (FRA), 1991/09/2-4*, 461-464.
- McCuen, R. H., 1998: *Hydrologic analysis and design*. 2^e éd. Prentice Hall. 814 pp.
- McGlynn, B. L., J. J. McDonnel, et D. D. Brammer, 2002: A review of the evolving perceptual model of hillslope flowpaths at the Maimai catchments, New Zealand. *J. Hydrol.*, **257**, 1-26.
- Meddi, M., A. Sadeuk, et B. Abbes, 2014: Analyse statistique et prévision des débits de crues dans le bassin versant de l' Oued Mekerra (Ouest de l' Algérie). *Nat. Technol.*, **10**, 21-31.

- Meylan, P., A.-C. Favre, et A. Musy, 2008: *Hydrologie fréquentielle: Une science prédictive*. Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, Lausanne, Suisse, 173 pp.
- Michel, C., 1982: Extrapolation par la méthode du Gradex. Note interne KG 03.05.82, Cemagref-Antony, Div. Hydrologie.
- Mkhandi, S., A. Opere, et P. Willems, 2005: Comparison between annual maximum and peaks over threshold models for flood frequency prediction. *Int. Conf. UNESCO Flanders FIT FRIEND/Nile Proj. - 'Towards a better Coop.*, **1**, 1-15.
- Mosley, M. P., 1982: Subsurface flow velocities through selected forest soils, South Island, New Zealand. *J. Hydrol.*, **55**, 65–92.
- Mosley, P. M., 1979: Streamflow generation in a forest watershed, New zeland. *Water Resour. Res.*, **15**, 795 806.
- Munich, Re., 2005: *Topics Geo, Annual review, Natural catastrophes 2005*. 15 pp.
- Musy, A., 2005. Cours d'hydrologie générale, Laboratoire d'hydrologie et Aménagements (HYDRAM), Ecole Polytechnique Fédérale, Lausanne, Suisse. Cours online, URL: <http://echo2.epfl.ch/e-drologie/>).
- Musy, A., et M. Soutter, 1991: *Physique du sol*. Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, Lausanne, Suisse, 335 pp.
- Musy, A., et C. Higy, 2004: *Hydrologie: Une science de la nature*. Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, Lausanne, Suisse, 314 pp.
- Naef, F., 1981: Can we model the rainfall-runoff process today? / Peut-on actuellement mettre en modèle le processus pluie-écoulement? *Hydrol. Sci. Bull.*, **26**, 281-289.
- OMM, 1994: *Guide Des Pratiques Hydrologiques: acquisition et traitement des données, analyses, prévision et autres applications*. Omm-N° 168. 5° éd. OMM, Éd. Genève, Suisse, 829 pp.
- Osterkamp, W. R., et J. M. Friedman, 2000: The disparity between the extreme rainfall events and rare floods - With emphasis on the semi-arid american West. *Hydrol. Process.*, **14**, 2817-2829.
- Ouarda, T. B. M. J., M. Lang, B. Bobée, J. Bernier, et P. Bois, 1999: Synthèse de modèles régionaux d'estimation de crue utilisée en France et au Québec. *Rev. des Sci. l'eau*, **12**, 155.
- Pettitt, A. N., 1979: A Non-Parametric Approach to the Change-Point Problem. *J. R. Stat. Soc. Ser. C Applied Stat.*, **28**, 126-135.

Peugeot, C., M. Esteves, S. Galle, J. L. Rajot, et J. P. Vandervaere, 1997: Runoff generation processes: results and analysis of field data collected at the East Central Supersite of the HAPEX-Sahel experiment. *J. Hydrol.*, **188-189**, 179-202.

Pilgrim, D. H., T. G. Chapman, et D. G. Doran, 1988: Problems of rainfall-runoff modelling in arid and semiarid regions. *Hydrol. Sci. J.*, **33**, 379-400.

Raillard, N., 2011: Modélisation du comportement extrême de processus spatio-temporels. Applications en océanographie et météorologie. 125 pp.

Rezghi, Z., 2013: Caractérisation des crues de Oued Abiod au droit de la retenue du barrage de Fom El Gherza (Biskra). Mémoire de magister. Université Mohamed Khider, Biskra., 123 pp.

Ribatet, M., 2006: A User ' s Guide to the POT Package (Version 1 . 4) An Introduction to the EVT The univariate case. 1-31. <http://cran.r-project.org/>.

Ribolzi, O., P. Andrieux, V. Valles, R. Bouzigues, T. Bariac, et M. Voltz, 2000: Contribution of groundwater and overland flows to storm flow generation in a cultivated Mediterranean catchment. Quantification by natural chemical tracing. *J. Hydrol.*, **233**, 241-257.

Saf, B., 2009: Regional Flood Frequency Analysis Using L Moments for the Buyuk and Kucuk Menderes River Basins of Turkey. *J. Hydrol. Eng.*, **14**, 783-794.

Sauquet, É., P. Javelle, et S. Le Clerc, 2003: Description des régimes hydrologiques des hautes-eaux: nouvelle formulation pour l'analyse en débit-durée-fréquence et applications en ingénierie. *Ingénieries-EAT*, 3-15.

SCET, Société Centrale pour l'Equipement du Territoire., 1971: Monographie des grands barrages. Barrage de Fom El Gherza, 47 pp.

Schwarz, G., 1978: Estimating the dimension of a model. *Ann. Stat.*, **6**, 461-46.

Sharma, K., 1997: Flash floods and their control in the Indian arid zone. *IAHS Publ. Proc.*, **239**, 305-313.

Shaw, E. M., 1983: *Hydrology in Practice*. Chapman and Hall, London, UK, 569 pp.

Singh, V. P., 1995: *Computer models of watershed hydrology*. Water Resources Publications, Highlands Ranch, Colorado, 1144 pp.

Sivakumar, B., et R. Berndtsson, 2010: *Advances un Data-Based Approaches for Hydrologic Modeling and Forecasting*. World Scientific., 542 pp.

Sivapragasam, C., N. Muttill, M. C. Jeselia, et S. Visweshwaran, 2015: Infilling of Rainfall Information Using Genetic Programming. *Aquat. Procedia*, **4**, 1016-1022.

Sklash, M. G., et R. N. Farvolden, 1979: The Role Of Groundwater In Storm Runoff. *Dev. Water Sci.*, **12**, 45-65, doi:10.1016/S0167-5648(09)70009-7.

Sklash, M. G., M. K. Stewart, et A. J. Pearce, 1986: Storm Runoff Generation in Humid Headwater Catchments. *Water Resour. Res.*, **22**, 1273-1282.

Soil and Water Lab, Cornell University, consulted in April 2017:

http://soilandwater.bee.cornell.edu/research/pfweb/educators/intro/img_funnel.htm.

Stedinger, J. R., R. M. Vogel, et E. Foufoula-Georgiou, 1993: Frequency Analysis of Extreme Events. *Handb. Hydrol.*, 18.1.

Tanaka, T., 1992: Storm runoff processes in a small forested drainage basin. *Environ. Geol. Water Sci.*, **19**, 179-191.

Tanaka, T., M. Yasuhara, H. Sakai, et A. Marui, 1988: The Hachioji Experimental Basin Study - Storm runoff processes and the mechanism of its generation. *J. Hydrol.*, **102**, 139-164.

Tarboton, D. G., 2003: *Rainfall - Runoff Processes*. Online Workbook. Utah State University, USA. Consulted in April 2017:

<http://media.engineering.usu.edu/RRP/userdata/4/87/RainfallRunoffProcesses.pdf>.

Tebbi, F. Z., 2014: Modélisation de la régularisation des barrages dans la région des aures. Thèse de doctorat. Université de Batna 2, 136 pp.

Tebbi, F. Z., H. Dridi, L. Houichi, et F. Krimil, 2009: Essai de modélisation de la gestion de barrage en zone aride: cas du barrage de Foug El Gherza W. Biskra. *Le Journal de l'Eau et de l'Environnement*, **15**, 99-105.

Teegavarapu, R. S. V., 2012: *Floods in a Changing Climate: Extreme Precipitation*. Cambridge University Press, Cambridge, 372-372 pp.

Touaïbia, B., 2004: *Manuel pratique d'hydrologie*. Press Madani frères. Blida, Algérie., 166pp.

Toumi, A., et B. Remini, 2004: Barrage De Foug El Gherza Face Au Probleme De Fuites D'Eau. *Larhyss J.*, **3**, 25-38.

Traore, V. B., M. L. Ndiaye, C. Mbow, et G. Malomar, 2017: Khronostat Model as Statistical Analysis Tools in Low Casamance River Basin , Senegal. **7**, 10-22.

Tukey, J. W., 1977: *Exploratory data analysis*. 1^{re} éd. Pearson, Éd. 688 pp.

Viglione, A., 2008: Model selection techniques for the frequency analysis of hydrological extremes: the MSCLAIO2008 R function. *Ftp3.Ie.Freebsd.Org*, 1-6.

- Viglione, A., 2014: nsRFA: Non-supervised Regional Frequency Analysis. *R Packag. version 0.7-12*,.
- Villanneau, E., N. Saby, C. Jolivet, F. Marot, et D. Maton, 2008: Détection de valeurs anormales d'éléments traces métalliques dans les sols à l'aide du Réseau de Mesure de la Qualité des Sols. *Etude Gest. des Sols*, **15**, 183-202.
- Vivekanandan, N., 2014: Comparison of Probability Distributions for Estimation of Peak Flood Discharge. *OALib*, **1**, 1-7.
- Vivekanandan, N., et S. Shukla, 2015: Flood frequency analysis using method of moments and L-moments of probability distributions. *Cogent Eng.*, **2**, 1018704.
- Wald, a., et J. Wolfowitz, 1943: An Exact Test for Randomness in the Non-Parametric Case Based on Serial Correlation. *Ann. Math. Stat.*, **14**, 378-388.
- Walter, M. T., M. F. Walter, E. S. Brooks, T. S. Steenhuis, J. Boll, et K. Weiler, 2000: Hydrologically sensitive areas: Variable source area hydrology implications for water quality risk assessment. *J. Soil Water Conserv.*, **55**, 277-284.
- Ward, R., et M. Robinson, 2000: *Principles of Hydrology*. 4^e éd. McGraw-Hill, Éd. 450 pp.
- Wheater, H. S., 2008: Modelling hydrological processes in arid and semi-arid areas: an introduction to the workshop. *Hydrol. Model. Arid semi-arid areas*, 1-39.
- Wheater, H. S., A. J. Jakeman, et K. J. Beven, 1993: Progress and directions in rainfall-runoff modelling. *Model. Chang. Environ. Syst.*, 101-132.
- Wilcoxon, F., 1945: Individual Comparisons by Ranking Methods. *Biometrics Bull.*, **1**, 80-83.
- Wilson, G. V., P. M. Jardine, R. J. Luxmoore, et J. R. Jones, 1990: Hydrology of a forested hillslope during storm events. *Geoderma*, **46**, 119-138.
- Winston, W. E., et R. E. Criss, 2002: Geochemical variations during flash flooding, Meramec River basin, May 2000. *J. Hydrol.*, **265**, 149-163, doi:10.1016/S0022-1694(02)00105-1.
- World Meteorological Organization, 2009: *Management of Water Resources and Application of Hydrological Practices*. 302 pp.
- World Meteorological Organization, 2012: *International Glossary of Hydrology*. 469 pp.
- Yahiaoui, A., B. Touaïbia, C. Bouvier, et N. Dechemi, 2011: Modélisation du régime de crue en débit - Durée - Fréquence du bassin de L'oued mekerra dans L'ouest algérien. *Rev. des Sci. l'Eau*, **24**, 103-115.