Record Number: 23110
Author, Monographic: Ouarda, T. B. M. J.//Gingras, H.//Bobée, B.//Lemonier, M.
Author Role:
Title, Monographic: Synthèse des méthodes simples de régionalisation
Translated Title:
Reprint Status:
Edition:
Author, Subsidiary:
Author Role:
Place of Publication: Québec
Publisher Name: INRS-Eau
Date of Publication: 2001
Original Publication Date: Novembre 2001
Volume Identification:
Extent of Work: v, 65
Packaging Method: pages
Series Editor:
Series Editor Role:
Series Title: INRS-Eau, rapport de recherche
Series Volume ID: 600
Location/URL:
ISBN: 2-89146-471-0
Notes: Rapport annuel 2001-2002
Abstract:
Call Number: R000600
Keywords: rapport/ ok/ dl

SYNTHÈSE DES MÉTHODES SIMPLES DE RÉGIONALISATION

Novembre 2001 *Rapport de recherche No R-600*

SYNTHÈSE DES MÉTHODES SIMPLES DE RÉGIONALISATION

Rapport préparé à l'attention de:

Monsieur Marc Barbet, ing. M.Sc.A
Hydro-Québec
Conception des aménagements de production
Hydraulique et Géotechnique
855, rue Ste-Catherine E. (12ème étage)
Montréal (Québec), Canada, H2L 4P5

par:

Taha B.M.J. Ouarda

Hugo Gingras

Bernard Bobée

Marie Lemonier

Chaire Hydro-Québec/CRSNG/Alcan en Hydrologie Statistique
Institut National de la Recherche Scientifique, INRS-Eau
2800, rue Einstein, C.P. 7500, Sainte-Foy (Québec) G1V 4C7

Rapport de recherche No R-600
ISBN : 2-89146-471-0
Novembre 2001

ÉQUIPE DE RECHERCHE

Ont participé à la réalisation de cette étude:

Chaire en Hydrologie Statistique
Institut National de la Recherche Scientifique, INRS-Eau

Taha B.M.J. Ouarda
Hugo Gingras
Bernard Bobée
Marie Lemonier

Hydro-Québec

Marc Barbet
Pierre Bruneau

TABLE DES MATIÈRES

TABLE DES MATIÈRES iii

AVANT-PROPOS v

1 MÉTHODES EMPIRIQUES 1

1.1 FORMULES UTILISANT UNIQUEMENT LA SUPERFICIE DU BASSIN 1

1.1.1 Formules pour le débit spécifique 1

1.1.2 Calcul proportionnel 2

1.1.3 Formule de Francou-Rodier 2

1.1.4 Approche de Hoang et Dumont pour le Québec 3

1.2 FORMULES FAISANT INTERVENIR LA PRÉCIPITATION 4

1.2.1 Formule de Iskowski 4

1.2.2 Formule de Fersi 4

1.2.3 Formule de Possenti 5

1.2.4 Formule de Turazza 5

1.3 FORMULES FAISANT INTERVENIR LA PÉRIODE DE RETOUR 6

1.3.1 Formule de Maillet et Gauthier 6

1.3.2 Formule de Fuller 6

1.3.3 Formule de Mac Math 8

1.3.4 Formules de Hazan et Lazarevic 8

1.3.5 Méthode CRUPEDIX 9

1.3.6 Méthode rationnelle 12

1.3.7 Formule de Kallel 15

1.3.8 Formule de Frigui 16

1.3.9 Méthode de Ghorbel 18

1.3.10 Méthodes basées sur la géométrie du cours d'eau 19

1.3.11 Méthodes NRCS (National Resources Conservation Service) 20

1.3.12 Méthode HP-40 21

2 ÉQUATIONS DE RÉGIONALISATION POUR DIFFÉRENTES RÉGIONS 23

2.1 APPROCHE GÉNÉRALE 23

2.2 ÉQUATION POUR LE MID-OUEST AMÉRICAIN 23

2.3 APPROCHE UTILISÉE EN NOUVELLE-ZÉLANDE 24

2.4 FORMULE DE GOODRICH 26

2.5 MODÈLE DE RÉGIONALISATION DU DÉBIT DE CRUE MAXIMUM OBSERVÉ EN GRÈCE 26
2.6 MÉTHODE DE RIGGS 28
3 MÉTHODES BASÉES SUR L'HYDROGRAMME 31
3.1 HYDROGRAMME UNITAIRE 31
3.2 MODÈLES RELIANT LES HYDROGRAMMES DE CRUES AUX PARAMÈTRES CARACTÉRISANT LE BASSIN VERSANT 35
3.3 MODÈLE SWRM (*SMALL WATERSHED REGIONAL MODEL*) 37
4 CLASSIFICATION DES DIVERSES MÉTHODES 41
4.1 CLASSIFICATION DES RÉGIMES HYDROLOGIQUES EN AFRIQUE NOIRE À L'OUEST DU CONGO 41
4.1.1 Caractéristiques des principaux régimes hydrologiques 41
4.1.2 Caractéristiques des principaux cours d'eau tropicaux 50
4.1.3 Caractéristiques des principaux cours d'eau équatoriaux 54
4.2 CLASSIFICATION DES FORMULES DE CALCUL DU DÉBIT SELON DIVERS CRITÈRES 54
4.2.1 Formules utilisant uniquement la superficie du bassin 55
4.2.2 Formules faisant intervenir la précipitation 55
4.2.3 Formules faisant intervenir la période de retour 56
4.2.4 Classement des formules selon le pays/région d'application 57
RÉFÉRENCES 61

AVANT-PROPOS

Cette étude a été réalisée dans le cadre du projet T3.5 de la Chaire CRSNG/Hydro-Québec/Alcan en Hydrologie Statistique établie à l'INRS-Eau, intitulé « analyse fréquentielle régionale ». Les auteurs du rapport tiennent à exprimer leur reconnaissance à MM. Marc Barbet et Pierre Bruneau pour leurs commentaires et leurs réflexions, lors des réunions tenues conjointement au cours de la réalisation de ce travail, ainsi que pour avoir suivi de très près le déroulement des travaux. Les auteurs tiennent particulièrement à remercier Mme Z. Bargaoui (ENIT, Tunisie) ainsi que M. J. Albergel (IRD, France), Mme N. Serhir (EHI, Maroc) et M. A. Bouziane (EMI, Maroc) pour avoir fourni une partie des références mentionnées dans cette étude et pour leur précieuse collaboration.

L'objectif de la présente étude est de faire un inventaire des techniques simples de régionalisation des événements hydrologiques qui existent de par le monde. Le présent ouvrage expose donc le fruit de ces recherches. Il est divisé en quatre parties : le chapitre 1 est consacré aux méthodes empiriques, le chapitre 2 présente quelques équations de régionalisation développées pour différentes régions, le chapitre 3 s'intéresse quant à lui aux méthodes qui utilisent l'hydrogramme de crue, tandis que le chapitre 4 propose une classification des formules rencontrées tout au long des trois chapitres précédents selon divers critères (entres autres la région d'application).

Il est à noter que la lettre "Q" est employée dans ce document pour désigner un débit (que ce soit un débit maximum, un débit moyen, etc.) et que la lettre "q" sert plutôt à désigner un débit spécifique. La période de retour est pour sa part généralement dénotée par la lettre "T", ce qui implique que le symbole "Q_T" sert à désigner le débit de période de retour T (i.e. que, par exemple, Q_{100} représente un débit de période de retour T = 100 ans). Mentionnons enfin que la lettre "A" est définie comme étant l'aire du bassin versant.

1 MÉTHODES EMPIRIQUES

1.1 Formules utilisant uniquement la superficie du bassin

1.1.1 Formules pour le débit spécifique

Des études exhaustives conduites aux Etats-Unis et en Italie ont permis de développer des formules exprimant le débit spécifique maximum q_{max} (en $m^3/s/km^2$) en fonction de la taille du bassin versant A (en km^2) et de quelques coefficients empiriques. Ce type de formules, parmi les plus anciennes, indique donc la crue maximale à craindre sans préciser cependant sa fréquence de retour. À titre d'exemple, voici quelques formules déterminées pour la région italienne et citées par Tonini (1951):

- Formule de Scimemi: $$q_{max} = \frac{600}{A+10} + 1$$
- Formule de Pagliaro: $$q_{max} = \frac{2900}{90+A}$$
- Formule de Forti: $$q_{max} = 3.25\frac{500}{A+125} + 1$$

(valable pour les bassins montagneux avec des précipitations maxima de 400 mm environ pendant 24 heures)

$$q_{max} = 2.35\frac{500}{A+125} + 0.5$$

(valable pour les bassins montagneux avec des précipitations maxima de 200 mm environ pendant 24 heures)

- Formule de Gherardelli: $$q_{max} = c_{100}\left(\frac{A}{100}\right)^{-n}$$

  où c_{100} est un paramètre variable de bassin à bassin et qui exprime la contribution de crue maximum pour un bassin de 100 km^2 et où n vaut 0.5 pour un bassin avec moins de 50% de perméabilité, ou bien 0.7 pour un bassin avec plus de 50% de perméabilité.

L'ensemble de ces expressions est valable pour des bassins dont la taille n'excède pas les 1000 km^2. Toutes ces formules ont été obtenues en reportant sur un diagramme les débits maxima observés en fonction de la superficie du bassin (en supposant que les bassins sont plus ou moins homogènes). L'expression analytique retenue pour q_{max} représente donc une courbe qui limite supérieurement le nuage de points ainsi défini, ce qui explique que l'on désigne ce type d'équation sous l'appellation de **courbe enveloppe.**

Une limite évidente avec l'emploi de ces formules concerne la précision de l'estimation. En effet, si l'on peut affirmer raisonnablement que le débit de crue estimé ne pourra être dépassé, il demeure néanmoins que l'on ne sait pas exactement de combien il est surestimé, ce qu'il peut s'avérer important d'évaluer lorsque des facteurs économiques sont en jeu.

1.1.2 Calcul proportionnel

Cette méthode consiste à déterminer le débit de crue pour un petit bassin hydrographique ($A < 100$ km²) à un endroit non jaugé en multipliant le débit de crue connu d'un bassin semblable pourvu d'une station de jaugeage par le rapport des superficies des bassins hydrographiques élevé à une puissance quelconque. L'équation utilisée prend la forme suivante (Environnement Canada, 1987):

$$Q_1 = Q_2 \left(A_1 / A_2 \right)^x$$

où

$Q_1 \equiv$ débit de pointe ou débit quotidien moyen en m³/s à déterminer pour l'endroit non jaugé

$Q_2 \equiv$ débit de pointe ou débit quotidien moyen en m³/s au site jaugé, tel que déterminé par une analyse de fréquence de crue

$A_1 \equiv$ superficie en km² du bassin hydrographique en amont de l'endroit où l'on cherche à établir le débit de crue

$A_2 \equiv$ superficie en km² du bassin hydrographique convergeant vers la station de jaugeage

$x \equiv$ exposant habituellement pris égal à 1

Il est à noter toutefois que l'emploi de cette méthode requiert que les bassins soient de superficie semblable (plus ou moins 20%), en plus d'être comparables par l'utilisation des terres et par leur physiographie, et qu'ils soient situés dans la même région.

1.1.3 Formule de Francou-Rodier

Ces auteurs (Francou et Rodier, 1969) ont classé plusieurs centaines de crues dans le monde dans un diagramme log Q = f (log A). Ils ont constaté que dans des régions relativement homogènes, les points étaient plus ou moins alignés. Ils en ont déduit une formule générale de la forme:

$$\frac{Q}{Q_0} = \left(\frac{A}{A_0} \right)^{1-\frac{k}{10}}$$

où

$Q \equiv$ débit maximum en m^3/s

$Q_0 \equiv$ débit maximum d'une crue observée dans un bassin de superficie A_0 (en km^2)

$A \equiv$ superficie du bassin versant en km^2

$k \equiv$ coefficient de Francou-Rodier

On constate d'emblée la parenté avec la méthode de calcul proportionnel décrite à la section précédente. La valeur du paramètre k varie selon la région d'étude. Dans le cas français par exemple, on a trouvé k = 2 pour la Seine à Paris et k = 3.5 pour le Rhin et le Rhône. Dans le cas marocain (EMI, 1999), suite à une analyse sur plusieurs bassins, on a abouti à cette version de la formule de Francou-Rodier : $\mathbf{Q = 10^6 (A / 10^8)^{1-k/10}}$, où k varie cette fois entre 4 et 5.

1.1.4 Approche de Hoang et Dumont pour le Québec

Ces formules, présentées par Hoang et Dumont (1981), relient le rapport de pointe à la superficie de drainage, où le rapport de pointe est défini comme étant le rapport entre le débit instantané et le débit moyen de crue au pas de temps journalier. Elles ont été développées pour tout le territoire du sud du Québec et s'expriment ainsi:

$$\mathbf{R_p = 4.39 \times A^{-0.18}} \quad \textbf{(forme non linéaire)}$$

$$\mathbf{R_p = 1.955 - (0.00129 \times A)} \quad \textbf{(forme linéaire)}$$

où

$R_p \equiv$ rapport de pointe (sans dimension)

$A \equiv$ aire de drainage en km^2

L'emploi de ces formules n'est pas toutefois pas recommandé pour des bassins versants dont la superficie est inférieure à 200 km^2 (du moins pour les bassins du Québec) puisqu'elles tendent alors à surestimer le rapport de pointe. Hoang et Bergeron (1984) proposent d'ailleurs une amélioration de ces relations en considérant également les caractéristiques physiographiques, géomorphologiques, géologiques et l'utilisation du sol dans la formulation mathématique du modèle d'estimation du rapport de pointe.

1.2 Formules faisant intervenir la précipitation

1.2.1 Formule de Iskowski

Cette formule donne le débit maximum de crue (Q) en fonction de la pluviométrie annuelle du bassin. Dans sa forme générale, elle s'énonce comme suit:

$$\mathbf{Q = \lambda \times m \times H_m \times A}$$

où

Q ≡ débit de crue en m^3/s

A ≡ superficie du bassin en km^2

H_m ≡ hauteur moyenne annuelle des précipitations sur le bassin en mm

et où λ et m sont des coefficients à déterminer. Cette formule est citée par Ghorbel (1984).

1.2.2 Formule de Fersi

Cette formule exprime le débit maximum annuel moyen en fonction de la superficie du bassin versant ainsi que de la précipitation moyenne annuelle, sous la forme suivante:

$$\mathbf{Q_m = c \times H_m \times A \times \log(A + 2)}$$

où

Q_m ≡ débit maximum annuel moyen en m^3/s

A ≡ superficie du bassin versant en km^2

H_m ≡ ruissellement annuel moyen en mm

et où c est un paramètre valant 0.0105 si le régime des pluies moyennes annuelles sur le bassin est supérieur à 500 mm, ou bien 0.02 pour un régime de pluie inférieur à 500 mm. Cette formule est citée par Mouelhi (1997) dans son étude où il la compare avec d'autres formules empiriques d'estimation des débits de crues appliquées aux lacs collinaires de la dorsale tunisienne.

1.2.3 Formule de Possenti

Il s'agit d'une formule déterminée spécialement pour les torrents des Alpes. Elle donne le débit maximum en fonction de la précipitation maximum en 24 heures. Son expression est donnée par (EMI, 1999):

$$Q = \lambda \frac{H_m}{L}\left(A_m + \frac{A_p}{3}\right)$$

où

$Q \equiv$ débit maximum en m^3/s

$H_m \equiv$ pluie maximum en 24 heures

$L \equiv$ longueur du talweg

$A_m \equiv$ superficie de la région montagneuse du bassin en km^2

$A_p \equiv$ superficie de la région plaine du bassin en km^2

$\lambda \equiv$ coefficient d'ajustement compris entre 700 et 800

1.2.4 Formule de Turazza

Cette formule est un peu plus élaborée que les autres formules utilisant les précipitations car elle fait appel également au temps de concentration (t_c) du bassin, i.e. le temps requis pour qu'une goutte d'eau tombée au point le plus en amont du bassin arrive jusqu'à l'exutoire. Elle peut s'exprimer ainsi (EMI, 1999):

$$Q = \frac{C_r \times H \times A}{3.6 \times t_c}$$

où

$Q \equiv$ débit de crue maximum en m^3/s

$C_r \equiv$ coefficient de ruissellement du bassin pour la crue considérée

$H \equiv$ hauteur totale maximale de précipitation correspondant au temps de concentration du bassin, en mm

$t_c \equiv$ temps de concentration en heures

$A \equiv$ aire du bassin versant en km^2

Cette formule est bien adaptée pour les cas d'études sur les petits bassins (de même que pour des réseaux d'assainissement urbains ou ruraux). La notion de fréquence (ou encore

de période de retour) du débit de crue apparaît implicitement dans cette formule. En effet, on suppose ici que la fréquence du débit déterminé est égale à celle de la pluie maximale observée sur une durée équivalente au temps de concentration. C'est pourquoi l'on dit qu'il s'agit en fait d'une formule de type rationnelle, en ce sens qu'elle rejoint la méthode rationnelle, décrite pour sa part à la section 1.3.6 (i.e. parmi les méthodes faisant intervenir la période de retour). D'ailleurs, quelques formules permettant d'estimer le temps de concentration t_c du bassin sont reportées dans cette section.

1.3 Formules faisant intervenir la période de retour

1.3.1 Formule de Maillet et Gauthier

L'énoncé de la formule de Maillet et Gauthier pour l'estimation de la crue de période de retour T (Coutagne, 1951) est:

$$\mathbf{Q_T = 2k \log (1 + a H_m) (A / L^{½}) (1+ 4 \log T - \log A)^{½}}$$

où

Q_T ≡ débit de pointe en m^3/s de période de retour T

A ≡ superficie du bassin versant en km^2

L ≡ longueur du talweg principal en km

H_m ≡ hauteur moyenne de la précipitation en mètres

k ≡ paramètre (facteur pluviométrique considéré dans sa variabilité)

a ≡ paramètre (facteur pluviométrique considéré moyennement)

Les paramètres a et k varient selon la région géographique où le bassin est situé. Le paramètre k en particulier est d'autant plus grand que le bassin est petit et irrégulièrement arrosé.

1.3.2 Formule de Fuller

L'énoncé initial de la formule de Fuller (1914) pour l'estimation des débits de crues de période de retour T est:

$$\mathbf{Q_T = q (1 + 0.8 \log T)}$$

où

$Q_T \equiv$ débit de crue en m^3/s de temps de retour T (en années)

$q \equiv$ moyenne des débits maxima journaliers de chaque année, calculée d'après les données disponibles (il s'agit en quelque sorte d'une crue "inter-annuelle")

L'établissement de cette formule vient de la constatation expérimentale de Fuller que *le débit de la crue la plus probable tend rapidement vers une fonction linéaire du logarithme de la durée de retour* (e.g. pour $T \geq 100$). Fuller a également introduit une formule permettant d'estimer les débits de pointe instantanés à partir des débits moyens quotidiens, et dont l'expression est donnée par:

$$\mathbf{Qp = Qd\ (\ 1 + 2.66\ A^{-0.3}\ )}$$

où

$Qp \equiv$ débit de pointe instantané en m^3/s

$Qd \equiv$ débit journalier moyen en m^3/s

$A \equiv$ aire de drainage en km^2

La formule de Fuller a été modifiée dans le cas d'une étude menée dans le sud de l'Ontario par Environnement Canada (Sangal et Kallio, 1977) afin d'obtenir une estimation plus conservatrice:

$$\mathbf{Qp = Qd\ (\ 1 + 6\ A^{-0.3}\ )}$$

où Qp et Qd sont exprimés en pi^3/s et A en mi^2. Il a aussi été établi dans cette étude que la crue annuelle moyenne (Q_m) pouvait être exprimée en fonction de l'aire de drainage sous la forme $\mathbf{Q_m = CA^{\eta}}$, où C est une constante variant entre 14 et 66, et où la pente η varie entre 0.667 et 0.973. Notons enfin qu'une courbe enveloppe a été déterminée pour les maximums des crues moyennes quotidiennes (Q_{max}), soit $Q_{max} = 606A^{0.615}$. On a remarqué cependant que cette formule tend à surestimer les crues maximums pour les petites aires de drainage.

On rencontre donc différentes versions des formules de Fuller selon la région d'application. Au Maroc par exemple, Bouziane (1997) mentionne la formule suivante pour l'estimation de la crue de période de retour T:

$$\mathbf{Q_T = (\ 4{\times}N\ /\ 300\ )\ (\ 1 + a\ \log\ T\ )\ (\ A^{0.8} + 8/3\ A^{0.5}\ )}$$

où

$Q_T \equiv$ débit de pointe en m³/s de période de retour T années

A $\equiv$ superficie du bassin versant en km²

N $\equiv$ coefficient généralement pris égal à 80 en plaine et 100 en montagne

a $\equiv$ coefficient variant entre 0.7 et 1.7 et pouvant dépasser 2 dans les régions arides

Puis, toujours au Maroc, on a proposé la formule suivante exprimant le débit de pointe (en m³/s) en fonction de la période de retour T (EMI, 1999):

$$\mathbf{Qp = q\,(\,1 + a \log T\,)\,(\,1 + 2.66\,A^{-0.3}\,)}$$

où a varie de 0.8 à 1.2 pour les oueds rifains et de 3.0 à 3.5 pour les oueds sahariens.

1.3.3 Formule de Mac Math

L'énoncé de la formule de Mac Math pour l'estimation des débits de crues de période de retour T (Bouziane, 1997) est:

$$\mathbf{Q_T = K \times P \times A^{0.58} \times I^{0.42}}$$

où

$Q_T \equiv$ débit de pointe en m³/s de période de retour T années

K $\equiv$ coefficient dépendant de la nature du bassin versant (couvert végétal, topographie),

P $\equiv$ pluie maximale sur 24 heures en m de période de retour T années

A $\equiv$ superficie du bassin versant en km²

I $\equiv$ pente moyenne du bassin versant

Bouziane (1997) souligne qu'il faut être prudent lorsqu'on emploie les formules de Mac Math, Fuller ou encore celle Maillet et Gauthier en ce qui a trait au choix des paramètres, qui sont déterminants dans la valeur calculée du débit. Il propose ainsi de confronter les résultats des formules avec les données mesurées pour le bassin similaire le plus près, de façon à optimiser le choix des paramètres à utiliser.

1.3.4 Formules de Hazan et Lazarevic

Bouziane (1997) rapporte que les auteurs de ces formules ont utilisé des données provenant d'une quinzaine de stations hydrologiques réparties sur différents bassins couvrant le

territoire marocain. Ils ont extrait de ces données les caractéristiques suivantes : la superficie du bassin versant (A), la précipitation moyenne annuelle, les débits maxima instantanés de période de retour T = 10, 100 et 1000 ans, de même que la moyenne des débits maxima observés (Q_m). Leurs conclusions se résument comme suit:

1) Le rapport Q_T / Q_m est approximativement égal à $2 \times \ln T$. Ce rapport est fonction de la taille du bassin, de la précipitation moyenne ainsi que de la position géographique.

2) Le débit de pointe de la crue millénale est donné par une relation du type $\mathbf{Q_{1000} = a \times A^b}$ et dont les coefficients a et b varient selon la taille du bassin, la zone géographique et la pluviométrie annuelle. Le tableau 1.1 présente les diverses relations obtenues.

Tableau 1.1: Formules de Hazan et Lazarevic

Zone géographique	Relation $Q_{1000} = a \times A^b$ (m^3/s)		Pluviométrie (mm)
	a	b	
Rif central	15.55	0.776	1000 – 1300
Rif occidental	9.78	0.793	800 – 1000
Rif oriental	7.58	0.808	600 – 800
Haut Atlas Saharien	9.38	0.742	200 – 400
Moyen Atlas	14.94	0.636	700 – 900
Moyen Atlas	13.51	0.613	500 – 700
Moyen Atlas (Karst)	13.41	0.587	400 – 700

La méthode souffre toutefois de problèmes de représentativité étant donné qu'une quinzaine de stations hydrologiques seulement ont été utilisées pour l'ensemble des zones étudiées. De plus, les auteurs n'ont pas établi de relations pour des périodes de retour autres que 1000 ans, obligeant ainsi les utilisateurs à recourir à l'approximation $\mathbf{Q_T / Q_m \cong 2 \times \ln T}$, ce qui constitue une source d'incertitude supplémentaire.

1.3.5 Méthode CRUPEDIX

Cette méthode a été développée dans le cadre d'une étude menée par le ministère de l'agriculture français (Ministère de l'Agriculture de France [MAF], 1980) et qui visait à

obtenir une estimation du débit de crue instantané de fréquence décennale (Q_{10}) à l'aide d'une formule simple, mais dont l'adéquation serait supérieure à celle des formules utilisées jusque là. La relation a été établie grâce à une approche statistique multivariée en testant le maximum de paramètres caractérisant le bassin versant (i.e. différentes variables décrivant les conditions morphoclimatiques du bassin versant et collectées dans des travaux préparatoires à l'étude).

Pour tenir compte de l'effet de taille du bassin, ainsi que pour donner le même poids à une valeur surestimée ou sous-estimée d'un même facteur, la variable expliquée a été exprimée sous la forme $LQ = \ln (Q_{10} / A^n)$, où A est la superficie du bassin versant et n est un exposant inférieur à 1. Suite au calcul des corrélations entre LQ et plus d'une trentaine de variables explicatives (altitude, pente, longueur des thalwegs, température, précipitation, indices de perméabilité et de végétation, etc.), il ressort que le logarithme de la pluie journalière de fréquence décennale est la variable la plus corrélée avec LQ, le coefficient de corrélation étant égal à 0.8 (l'exposant n a été fixé 0.8 dans l'expression de LQ pour le calcul des corrélations, cette valeur provenant d'un calage sur les 630 bassins de l'étude).

La superficie du bassin et la pluie journalière décennale ont donc été considérées comme les seules variables explicatives significatives pour l'estimation de la crue décennale. L'observation d'une certaine répartition géographique dans les résidus des débits estimés par les précipitations journalières décennales a aussi permis d'introduire un coefficient correctif régional R dans l'équation de régression, qui prend la forme suivante après avoir été calée sur les 630 bassins versants de l'étude:

$$\mathbf{\ln (Q_{10}) - \ln (R) = 1.98 \ln (P_{10}) + 0.815 \ln (A) - 8.80}$$

et qui a finalement été adoptée sous une forme simplifiée:

$$\mathbf{Q_{10} = A^{0.8} \times (P_{10} / 80)^2 \times R}$$

(avec un coefficient de détermination $r^2 = 0.90$)

où

Q_{10} ≡ débit de crue instantané de fréquence décennale en m^3/s

A ≡ superficie du bassin versant en km^2

P_{10} ≡ précipitation journalière de fréquence décennale en mm

R ≡ coefficient régional qui varie entre 0.13 et 1.75 : pour les zones particulièrement perméables, R < 1, tandis que pour les zones à proximité des reliefs importants

(interprétation pluviométrique), R > 1. Néanmoins, R = 1 pour la majorité du territoire français

Dans le cas où les valeurs de P_{10} ne sont pas disponibles, il est possible de l'estimer d'une manière suffisamment précise. En effet, une relation statistique a été observée entre les précipitations journalières décennales (P_{10}) et les précipitations annuelles moyennes (Pa) dans un même secteur géographique, qui s'énonce $\mathbf{P_{10} = cPa + d}$, où d est pris égal à 15 mm sur tout le territoire français et c est un paramètre à caler. L'inverse de c est appelé le coefficient de tempérance et est dénoté par $k_t = Pa / (P_{10} - 15)$. Il est d'autant plus grand que les pluies décennales sont faibles par rapport aux pluies annuelle moyennes. Sa valeur varie de 5 (côte du Languedoc) à 30 (ouest de la Bretagne).

Procédure à suivre pour l'application de la méthode CRUPEDIX:

- Déterminer la superficie du bassin versant (A)
- Déterminer la valeur moyenne des précipitations journalières maximales de fréquence décennale (P_{10}):
  - Faire une moyenne pondérée des postes représentatifs pour lesquels on dispose d'une longue série
  - Si le nombre de postes est restreint, s'ils ne sont pas bien répartis dans le bassin versant ou si leur périodes d'observations ne sont pas très longues, il vaut mieux vérifier la valeur de P_{10} par d'autres méthodes. Pour estimer P_{10} ou pour vérifier un calcul, deux approches sont possibles:
    1) dans les régions à faible relief, ou plus généralement à faible variation des précipitations journalières maximales, il est recommandé de lire directement la valeur de P_{10} sur la carte fournie à cet effet dans le document *Synthèse nationale sur les crues des petits bassins versants* (MAF, 1980)
    2) dans les régions où les variations du relief sont fortes et où le coefficient k_t est assez bien connu, on conseille d'estimer P_{10} à partir des précipitations moyennes annuelles Pa et du coefficient k_t à l'aide de la formule $\mathbf{P_{10} = (Pa / k_t) + 15}$
- Déterminer le coefficient régional R selon la carte fournie à cet effet dans le document *Synthèse nationale sur les crues des petits bassins versants* (MAF, 1980)

- Déterminer la crue décennale en appliquant la formule $\mathbf{Q_{10} = A^{0.8} \times (P_{10} / 80)^2 \times R}$
- Examiner l'intervalle de confiance correspondant

L'intervalle [Q_{10} / 2 ; $2Q_{10}$] représente un intervalle de confiance qui a une probabilité de plus de 90% d'encadrer la vraie valeur. L'intervalle [$2Q_{10}$ / 3 ; $3Q_{10}$ / 2] correspond à une probabilité d'environ 70%. Toutefois, l'interprétation de l'intervalle de confiance doit être nuancée en fonction des résultats obtenus dans la région ainsi que de la taille du bassin versant, une superficie inférieure à 10 km² impliquant un élargissement de l'intervalle de confiance.

La méthode s'applique à tout le territoire métropolitain français, pour n'importe quel bassin versant inférieur à 2000 km². Au delà de cette taille, la méthode est toujours utilisable, mais l'estimation des précipitations devient alors difficile, et d'autres méthodes peuvent se révéler plus précises.

1.3.6 Méthode rationnelle

Cette méthode exprime le débit maximum en fonction de la superficie, de l'intensité de la précipitation ainsi que du temps de concentration (t_c) du bassin (que l'on définit comme étant le temps requis pour qu'une goutte d'eau tombée au point le plus en amont du bassin arrive jusqu'à l'exutoire). Elle utilise les hypothèses suivantes:

1) L'intensité de la pluie est constante et est généralisée sur tout le bassin
2) La durée de l'averse excède le temps de concentration t_c

En d'autres mots, on suppose que le débit de pointe de ruissellement ne peut être observé à l'exutoire du bassin que lorsque toute la superficie y contribue, ce qui n'est possible que si la durée de l'averse uniforme généralisée est au moins égale au temps de concentration. Il s'agit donc d'une méthode qui est mieux adaptée pour les petits bassins (e.g. < 150 km^2) puisque pour les grands bassins, la précipitation risque beaucoup plus de ne pas être également distribuée, empêchant ainsi l'eau provenant des parties éloignées du bassin d'arriver à temps afin de contribuer au débit de pointe.

L'idée de base de la méthode consiste donc à établir une relation entre le débit maximum de ruissellement (Q_{max}) et l'intensité de la pluie (I) sous la forme $Q_{max} = I \times A$, où A représente l'aire de drainage. Cette expression ne tient pas compte toutefois des pertes par infiltration,

rétention, etc. C'est pourquoi l'on ajoute à la formule un coefficient de ruissellement (C_r ; d'où $Q_{max} = C_r \times I \times A$) qui exprime la fraction de l'apport précipité qui s'est écoulée vers l'exutoire. On admet également que la fréquence ou période de retour (T) du débit maximum déterminé est égale à celle de la précipitation maximale observée (en mm) au cours de la durée t_c, que l'on dénote $P(t_c, T)$. La forme pratique de la relation est donnée par (EMI, 1999):

$$\mathbf{Q_{max}(T) = \frac{C_r \times P(t_c, T) \times A}{3.6 \times t_c}}$$

et qui équivaut en fait à:

$$\mathbf{Q_{max}(T) = \frac{C_r \times I(t_c, T) \times A}{3.6}}$$

où

$Q_{max}(T) \equiv$ débit maximum de la crue de période de retour T en m^3/s

$I(t_c, T) \equiv$ intensité moyenne de la pluie maximale tombée sur une durée t_c et de période de retour T, en mm/heure (i.e. que $I(t_c, T) = P(t_c, T) / t_c$)

$C_r \equiv$ coefficient de ruissellement du bassin

$A \equiv$ superficie du bassin versant en km^2

$t_c \equiv$ temps de concentration du bassin en heures

On constate donc qu'il s'agit d'une formulation équivalente à celle de Turazza, telle que présentée à la section 1.2.4. Il y a plusieurs formules qui permettent d'estimer le temps de concentration t_c. En voici quelques unes:

- Formule de Giandotti: $\mathbf{t_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.5 \times L}{0.8\sqrt{h}}}$

  où

  $t_c \equiv$ temps de concentration du bassin versant, en heures

  $A \equiv$ taille du bassin en km^2

  $L \equiv$ longueur du talweg principal en km

  $h \equiv$ différence entre l'altitude moyenne du bassin et celle de l'exutoire, en m

  Il s'agit de la formule la plus couramment utilisée.

- Formule de Turazza: $$t_c = \frac{0.108\sqrt[3]{A \times L}}{\sqrt{i}}$$

  où

  i ≡ pente moyenne du cours d'eau principal, en mm

  et où les définitions des variables t_c, A et L sont les mêmes que pour Giandotti.

- Formule de Kirpich: $$t_c = 0.945\frac{L^{1.155}}{D^{0.385}}$$

  où

  D ≡ différence d'altitude entre les extrémités du talweg, en mètres

  Cette formule en particulier donne des valeurs plus faibles pour t_c.

Il est toujours prudent de vérifier régionalement la validité de ces formules en se basant sur les données hydropluviométriques disponibles.

L'estimation de l'intensité moyenne de la précipitation $I(t_c, T)$ est habituellement effectuée à partir des courbes IDF (Intensité-Durée-Fréquence) établies à l'aide des relevés pluviométriques de la station météorologique la plus proche (et dont le climat est semblable à celui du bassin étudié). L'absence de telles courbes peut donc constituer un obstacle à l'emploi de la méthode, à moins d'appliquer soi-même les techniques d'ajustement statistiques (qui ne sont pas présentées ici) permettant d'obtenir ces estimations.

Enfin, il faut déterminer la valeur du coefficient de ruissellement C_r, qui dépend du type de sol, du relief, de la végétation, etc. Il est important de bien le choisir car il peut avoir une grande influence sur le débit calculé. La façon de faire la plus simple consiste à le prendre constant pour toute la durée de l'averse, même si en réalité il varie en fonction du temps (puisque le sol se sature et que les dépressions se remplissent). Il dépend également de l'intensité et de la fréquence des précipitations, bien qu'en pratique généralement on suppose qu'il demeure identique peu importe le type d'averse rencontré (pour un bassin donné). Là aussi on a besoin de tableaux et/ou de graphiques indiquant la valeur à utiliser en fonction des caractéristiques physiques du bassin (et peut-être même en fonction de la durée des événements pluvieux). De plus, considérant que ces caractéristiques peuvent varier d'une zone à l'autre d'un même bassin, il est possible de raffiner l'estimation de C_r en utilisant un coefficient pondéré calculé par:

$$\overline{C_r} = \frac{\sum_j C_r(j) \times A(j)}{\sum_i A(j)}$$

où $\overline{C_r}$ est obtenu par un découpage du bassin en zones homogènes, chacune ayant un coefficient de ruissellement $C_r(j)$ et une superficie A(j). Il existe même une formule permettant de calculer C_r dans une zone urbanisée en fonction de la durée de l'averse et du pourcentage d'imperméabilité du bassin:

$$C_r = \frac{0.98t}{4.53+t} \times p + \frac{0.78t}{31.17+t} \times (1-p)$$

où

t ≡ temps écoulé à partir du début de l'averse en minutes

p ≡ proportion de l'aire totale occupée par des surfaces imperméables

1.3.7 Formule de Kallel

L'inventaire des débits spécifiques maximums en Tunisie a fait apparaître une régionalisation des débits de crues. Kallel (1979), en partant de cette constatation et en utilisant les résultats des études fréquentielles, a pu tracer des courbes régionales exprimant le débit spécifique d'une période de retour donnée (T) en fonction de la superficie du bassin versant. De ces courbes, il a tiré des formules régionales du type:

$$q_T = q_0 \times A^{\alpha} \times T^{\beta}$$

où

q_T ≡ débit spécifique de période de retour T en $m^3/s/km^2$

A ≡ taille du bassin en km^2

et où q_0, α, et β sont des constantes régionales. Les équations donnant le débit maximum de période de retour T (en m^3/s) prennent donc la forme $Q_T = q_T \times A = q_0 \times A^{\alpha'} \times T^{\beta}$, où $\alpha' = \alpha + 1$. Le tableau 1.2 présente les valeurs des paramètres q_0, α' et β pour différentes régions tunisiennes.

Tableau 1.2: Valeurs régionales des paramètres q_0, α' (= α + 1) et β dans la formule de Kallel

Zone géographique	q_0	α'	β
Tunisie du nord et Cap-Bon (pour A > 50 km^2)	5.5	0.5	0.41
Noyau de la dorsale tunisienne (pour A > 200 km^2)	2.6	0.81	0.41
Tunisie centrale et Sahel (pour T = 10 ou 20 ans)	14.3	0.5	0.41
Tunisie centrale et Sahel (pour T = 50 ou 100 ans)	24.7	0.5	0.41
Tunisie méridionale (pour A > 200 km^2)	12.35	0.5	0.41

Les limites d'application de ces formules sont les suivantes (Mouelhi, 1997):

- Elles ne sont valables que pour des bassins versants de superficie supérieure à 100 km^2
- La démarcation entre les régions dénommées "Tunisie centrale" et "noyau de la dorsale" n'est pas clairement indiquée
- Pour la Tunisie centrale, la formule pour la zone de transition entre les périodes de retour de 20 et 50 ans n'est pas connue
- L'erreur relative est généralement inférieure à 20% mais elle peut atteindre 100% dans certains cas tels que dans la région du noyau de la dorsale avec des périodes de retour de 10 ou 20 ans

1.3.8 Formule de Frigui

En Tunisie de nouveau, Frigui (1995) a proposé l'emploi de cette formule pour la détermination des débits spécifiques maximum de période de retour T:

$$q_T = [\, A_m / (A+1)^n \,] \times \lambda_T$$

où

$q_T \equiv$ débit maxima spécifique de période de retour T en $m^3/s/km^2$

$A \equiv$ aire du bassin versant en km^2

$A_m \equiv$ paramètre caractérisant la nature du débit maxima spécifique

$n \equiv$ coefficient de réduction du module de l'écoulement maximum

$\lambda_T \equiv$ coefficient d'ajustement pour la période de retour T considérée

Le tableau 1.3 donne les valeurs régionales des paramètres A_m et n. Frigui ayant à l'origine développé son modèle pour une période de retour T = 100 ans, il faut donc utiliser les valeurs indiquées dans le tableau 1.4 pour le coefficient d'ajustement λ_T afin de pouvoir considérer différentes valeurs de la période de retour.

Tableau 1.3: Valeurs des paramètres régionaux dans la formule de Frigui

Région	A_m	n
Extrême Nord	26.2	0.47
Medjerdah	53.5	0.53
Cap-Bon et Meliane	38.4	0.44
Centre et Sud	76.7	0.44

Tableau 1.4: Valeurs du coefficient d'ajustement λ_T selon la période de retour T

	Période de retour T (années)										
Région	**2**	**5**	**10**	**20**	**25**	**50**	**100**	**200**	**500**	**10^3**	**10^4**
Extrême Nord	0.17	0.33	0.48	0.61	0.67	0.87	1	1.18	1.50	1.66	2.50
Medjerdah	0.12	0.28	0.42	0.57	0.63	0.85	1	1.20	1.54	1.73	2.64
Cap-Bon et Meliane	0.07	0.24	0.40	0.58	0.65	0.86	1	1.19	1.47	1.62	2.24
Centre et Sud	0.13	0.32	0.48	0.64	0.70	0.88	1	1.17	1.41	1.53	2.08

1.3.9 Méthode de Ghorbel

Toujours en Tunisie, Ghorbel (1984) a élaboré des formules régionales donnant les rapports $\mathbf{R_{T,Q} = Q_T / Q_m}$, où Q_T représente le débit de pointe de période de retour T et Q_m est la moyenne des débits maximums annuels. Des équations de régression liant les valeurs de $R_{T,Q}$ à la période de retour T ont donc été établies pour les trois zones suivantes:

- Zone I: l'Ichkeul, l'extrême nord et les affluents rive gauche de la Medjerdah
- Zone II: le Miliane, le Merguellil, la Medjerdah et ses affluents rive droite, le Cap-Bon et le Zéroud à Khanguet Zazi
- Zone III: le Miliane, le Merguellil, la branche nord du Zéroud

Voici les expressions du rapport $R_{T,Q}$ en fonction de T pour chaque zone (Mouelhi, 1997):

- Zone I: $\mathbf{R_{T,Q} = 1.33 \log T + 0.46}$
- Zone II: $\mathbf{R_{T,Q} = 1.07\, T^{0.4} - 0.71}$
- Zone III: $\mathbf{R_{T,Q} = 1.47\, T^{0.4} - 1.35}$

L'estimation de Q_m (en m^3/s) est effectuée quant à elle à l'aide des formules:

$$\mathbf{Q_m = 2.86\, A^{0.8}}$$

pour les oueds de la dorsale de pente supérieure à 5.5%

et

$$\mathbf{Q_m = A^{0.8}\left[1.075\frac{\sqrt{P \times \Delta H/L}}{Ic} - 0.232\right]}$$

pour les autres oueds

où

A ≡ superficie du bassin versant en km^2

P ≡ pluviométrie moyenne interannuelle en m

ΔH ≡ dénivelée moyenne en m

L ≡ longueur du talweg principal en km

Ic ≡ indice de compacité du bassin versant

On obtient donc la valeur de Q_T en calculant le produit $\mathbf{R_{T,Q} \times Q_m}$.

1.3.10 Méthodes basées sur la géométrie du cours d'eau

On mentionne dans Tolland *et al.* (1998, *http://www.civil.ubc.ca/home/Forestry/cwra98-1.html*) que les données provenant des stations jaugées de Colombie-Britannique ont permis d'établir que le rapport $(\mathbf{Q_{100} / Q_m}) < 3$, où Q_{100} représente le débit de pointe de période de retour 100 ans et Q_m est le débit maximum annuel moyen. On se sert de cette relation pour déterminer la dimension des ouvrages surplombant les cours d'eau. En suivant le principe de la méthode californienne (*California method*), il faut dans un premier temps estimer le niveau d'eau maximum annuel moyen, puis calculer la section de passage correspondant à cette hauteur d'eau, et enfin multiplier le résultat par 3. L'aire de passage sous l'ouvrage doit donc correspondre à cette valeur, associée à Q_{100}.

Cette approche peut être qualifiée de conservatrice étant donné qu'elle utilise la limite supérieure observée du ratio Q_{100} / Q_m, quoiqu'elle ait le mérite d'être simple en plus de se baser sur les données du site en question. Par contre, on ne peut l'utiliser en général que pour des constructions dont le diamètre est inférieur à 2 mètres. Une autre façon de procéder consiste à estimer directement le débit maximum annuel moyen (Q_m) du cours d'eau (pour ensuite estimer le débit de pointe par la formule $\mathbf{Q_{100} = 3 \times Q_m}$) à l'aide de l'équation de Manning, qui est donnée par (voir, *e.g.*, Maidment, 1993):

$$\mathbf{Q = (S \times R_h^{2/3} \times I^{1/2}) \ / \ \sigma}$$

où

$Q \equiv$ débit en m^3/s

$S \equiv$ section de passage du débit en m^2

$I \equiv$ pente en m/m

$R_h \equiv$ rayon hydraulique (aire / périmètre mouillé) en m

$\sigma \equiv$ coefficient de rugosité de Manning

On peut trouver des tables indiquant la valeur à utiliser pour le coefficient de rugosité σ dans la plupart des manuels de référence en hydrologie ou en hydraulique. La section de passage S et le rayon hydraulique R_h étant fonction de la hauteur d'eau, on pourra estimer le débit maximum annuel moyen (i.e. $Q = Q_m$) en utilisant le niveau d'eau maximum annuel moyen dans la formule. Il faut rester prudent toutefois lorsque qu'il y a chute d'eau aux endroits de forte pente car l'équation de Manning tend alors à surestimer le débit.

1.3.11 Méthodes NRCS (*National Resources Conservation Service*)

Le guide du *National Resources Conservation Service* (connu anciennement sous le nom de *Soil Conservation Service's*), intitulé *Soil Conservation Service's National Engineering Handbook*, et leur document technique *Urban Hydrology for Small Watersheds* présentent une méthode graphique de type pluie-ruissellement qui permet d'estimer les débits de pointe. La plupart des équations et des courbes fournissent des résultats en pouces pour le ruissellement, et ne sont pas applicables à l'estimation des débits de pointe à moins que l'hydrogramme n'ait d'abord été développé en accord avec les procédures NRCS prescrites. Les méthodes et les procédures NRCS sont applicables pour des aires de drainage inférieures à 8 km² (source : *California state departement of transportation – Highway design manuel,* http://www.dot.ca.gov/hq/oppd/hdm/pdf/chap_pdf/chp0810.pdf).

Le département d'Hydrologie Forestière de l'université de la Colombie-Britannique utilise le logiciel HYDROCAD s'appuyant également sur la méthode développée par le NRCS (Tolland *et al.*, 1998, http://www.civil.ubc.ca/home/Forestry/cwra98-1.html). Ce logiciel a besoin en entrée du temps de concentration (défini comme le temps requis à l'eau de ruissellement pour voyager du point le plus éloigné de l'aire de drainage jusqu'au point d'intérêt), de la valeur du nombre courbe (CN), de la pluie journalière de période de retour 100 ans ainsi que de la distribution des précipitations. Le temps de concentration (t_c) est estimé à l'aide de la méthode de Snyder modifiée (Linsley *et al.*, 1982) utilisant les coefficients de Loukas *et al.* (1996):

$$t_c = 0.6 \left[L / (2I^{0.5}) \right]^{0.38}$$

où

L ≡ longueur du cours d'eau principal du bassin en km

I ≡ pente moyenne du cours d'eau principal en m/m

Le nombre courbe CN, qui est l'analogue du coefficient de ruissellement C_r dans la méthode rationnelle (voir section 1.3.6), décrit la perméabilité moyenne du bassin versant. Il est estimé à partir des tables tirées des manuels d'hydrologie comme celui de Chow (1988) par exemple. Les données de précipitations journalières peuvent être obtenues de la station AES (*Atmospheric Environment Service*) la plus près. La distribution NRCS de type 1A (fournie avec HYDROCAD) semble bien s'ajuster aux données de précipitations bien qu'elle soit quelque peu conservatrice (Loukas et Quick, 1995).

1.3.12 Méthode HP-40

La méthode statistique HP-40, développée par le ministère de l'Environnement et de la Faune du Québec, est utilisée pour calculer le débit de pointe journalier d'une récurrence de 20 ans. La formule employée est la suivante:

$$Q_{20} = 0.7882 \times (A/100)^{0.83} \times I^{0.30} \times S^{-0.24}$$

où

$Q_{20} \equiv$ débit de pointe journalier en m^3/s de période de retour T = 20 ans

A $\equiv$ aire du bassin versant en ha

I $\equiv$ pente du cours d'eau (%)

S $\equiv$ pourcentage de la superficie du bassin versant en lacs et en terrains dénudés/semi-dénudés humides

Cette méthode a été validée pour les bassins versants d'une superficie supérieure à 150 km^2. Dans le document décrivant l'application de la méthode (Gouvernement du Québec, 1996), on suggère même que celle-ci peut être employée pour des superficies allant jusqu'à 60 km^2, à condition de valider les résultats sur le terrain par la recherche d'indices sur le niveaux d'eau atteints dans les années précédentes ou encore en établissant une relation avec des bassins jaugés situés à proximité. Pour les bassins dont l'aire est inférieure à 60 km^2, on suggère dans ce même document l'emploi d'une méthode de type rationnelle (voir section 1.3.6).

2 ÉQUATIONS DE RÉGIONALISATION POUR DIFFÉRENTES RÉGIONS

2.1 Approche générale

L'approche générale consiste à estimer le débit de crue Q_T de période de retour T en l'absence de données au site d'intérêt. Il s'agit dans un premier temps d'estimer le débit Q_T pour des stations jaugées à proximité de la station cible. On estime ensuite le débit de période de retour T au site non jaugé à l'aide d'une formule du type $\mathbf{Q_T = K \times A^x}$, où A est l'aire de drainage et où K et x sont des constantes qui varient en fonction des caractéristiques du bassin versant (l'exposant x est pris habituellement entre 0.6 et 1). Par exemple, en Colombie-Britannique, on préconise dans le *Community Watershed Guidebook* (publié par le gouvernement de Colombie-Britannique, 1996) une valeur de 0.68 pour l'exposant x en plus de fournir les valeurs de la constante K en différents endroits de la province (ces valeurs étant obtenues aux sites jaugés en appliquant la formule $K = Q_T / A^{0.68}$, où l'on prend T = 100 ans). Il est donc possible d'interpoler K (qui peut varier entre 0.1 et 7) pour le site étudié et de déterminer ainsi le débit de crue de période de retour 100 ans par la formule $Q_{100} = K \times A^{0.68}$.

2.2 Équation pour le mid-ouest américain

Les auteurs Bigelow *et al.* (1998, *http://www.ce.utexas.edu/prof/maidment/grad/bigelow/Smartbook/sld001.htm*) ont developpé une approche permettant de relier le débit de crue moyen de période de retour 100 ans à la durée (D) de la crue ainsi qu'à l'aire (A) du bassin. Leur équation s'exprime comme suit:

$$\mathbf{Q(A, D) = Q(A, 3) \times [Q(D)/Q(3)]}$$

où

Q(A, D) ≡ débit de crue moyen associé à la superficie A et à une période maximale de D jours de crue

Q(A, 3) ≡ fonction débit-aire pour une période maximale de 3 jours de crue

Q(D)/Q(3) ≡ rapport débit/durée

Les expressions pour Q(A, 3) et Q(D)/Q(3) sont déterminées par régression à partir des données disponibles pour le bassin à l'étude. Dans le cas de Q(A, 3), on examine en fait le

débit journalier moyen pour une durée de référence de 3 jours d'apports (et de période de retour 100 ans) en fonction de l'aire de drainage. De même, la courbe débit-durée est calée sur les points correspondant aux rapports moyens Q(D)/Q(3) calculés pour différentes durées D. Les auteurs rapportent un cas d'application sur les bassins de la rivière Des Moines et de la rivière Mississippi avec des résultats satisfaisants.

2.3 Approche utilisée en Nouvelle-Zélande

Il s'agit d'une méthode mise de l'avant par l'université Lincoln de Canterbury, en Nouvelle-Zélande (*http://www.lincoln.ac.nz*), en vue d'estimer le débit de pointe de période de retour T pour des sites où l'on ne dispose pas au préalable de données de débits. Dans une première étape, une étude menée sur 343 bassins a permis d'établir la relation suivante entre la superficie et le débit maximum annuel moyen:

$$\mathbf{Q_m = 2.04\ A^{0.808}}$$

où

$Q_m \equiv$ moyenne des débits de crue maximums annuels en m^3/s

$A \equiv$ superficie du bassin versant en km^2

Sur la base de ces données, un diagramme a ensuite été préparé indiquant la valeur du rapport $Q_m/A^{0.8}$ pour une aire A donnée. Dans la phase suivante, les débits de crue de période de retour 100 ans (Q_{100}) ont été établis (par une analyse fréquentielle) pour les bassins de l'étude afin d'en extraire à nouveau un diagramme donnant la valeur du rapport Q_{100}/Q_m en fonction du débit moyen Q_m. La procédure permettant d'estimer la crue de période de retour 100 ans à partir de ces différents graphiques est la suivante:

- Estimer la superficie A du bassin versant
- Déterminer $\mathbf{q_m = Q_m/A^{0.8}}$ à l'aide du diagramme conçu à cet effet
- Calculer la valeur du débit maximum annuel moyen : $\mathbf{Q_m = q_m \times A^{0.8}}$
- Déterminer $\mathbf{k_{100} = Q_{100}/Q_m}$ à l'aide du diagramme conçu à cet effet
- Calculer la valeur de la crue de période de retour 100 ans : $\mathbf{Q_{100} = k_{100} \times Q_m}$

Si l'on désire estimer le débit maximum Q_T pour une période de retour T autre que 100 ans, le tableau 2.1 donne la valeur du facteur k_T qu'il faut utiliser puisque dans ce cas, on doit faire appel à cette formule : $\mathbf{Q_T = k_T \times Q_m}$.

Tableau 2.1: Valeurs du facteur k_T en fonction de k_{100} et de la période de retour T

	k_{100} ($\equiv Q_{100}/Q_m$)									
Période de retour T (années)	**1.8**	**2.0**	**2.2**	**2.4**	**2.6**	**2.8**	**3.0**	**3.5**	**4.0**	**5.0**
5	1.18	1.23	1.28	1.32	1.37	1.41	1.46	1.57	1.69	1.92
10	1.33	1.42	1.50	1.58	1.67	1.75	1.83	2.04	2.25	2.66
20	1.48	1.59	1.71	1.83	1.95	2.07	2.19	2.49	2.78	3.38
50	1.66	1.83	1.99	2.16	2.32	2.49	2.65	3.07	3.48	4.31
100	1.80	2.00	2.20	2.40	2.60	2.80	3.00	3.50	4.00	5.00
200	1.94	2.17	2.41	2.64	2.88	3.11	3.35	3.93	4.52	5.69

Une estimation de l'erreur relative sur l'estimation du débit de crue de période de retour T (en fonction de k_{100} et T) est également fournie dans le tableau 2.2.

Tableau 2.2: Erreur relative sur l'estimation de Q_T en fonction de k_{100} et de la période de retour T

	k_{100} ($\equiv Q_{100}/Q_m$)									
Période de retour T (années)	**1.8**	**2.0**	**2.2**	**2.4**	**2.6**	**2.8**	**3.0**	**3.5**	**4.0**	**5.0**
5	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.18	0.18	0.18	0.19
10	0.18	0.19	0.19	0.19	0.20	0.20	0.20	0.21	0.21	0.22
20	0.21	0.21	0.22	0.22	0.22	0.23	0.23	0.24	0.24	0.25
50	0.25	0.25	0.25	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26	0.27
100	0.28	0.28	0.28	0.28	0.28	0.28	0.28	0.28	0.28	0.28
200	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.29	0.29	0.29	0.29	0.29

On précise enfin que la méthode sous-estime le débit moyen Q_m dans les zones urbanisées et que l'erreur de prédiction, indiquée dans le tableau 2.2, peut se révéler plus élevée pour les petits bassins (ceci étant dû au fait que l'on dispose généralement de moins de données pour ces bassins).

2.4 Formule de Goodrich

Il s'agit d'une relation exprimant le débit de pointe Q_T (en m^3/s) de période de retour T en fonction du logarithme de T élevé à une certaine puissance, i.e.:

$$\mathbf{Q_T = Q_0 [\ 1 + b\ (\log T)^n\ ]}$$

où Q_0, b et n sont des paramètres à caler. Selon Rodier (1964), cette formule est bien adaptée à l'estimation des crues en Afrique noire pour les zones dont la climatologie correspond à un régime tropical de transition.

2.5 Modèle de régionalisation du débit de crue maximum observé en Grèce

Des modèles d'analyse régionale des débits de crues en Grèce sont présentés par Mimikou (1990). Entres autres, des courbes enveloppe ont été développées (par régression) pour les régions ouest (1) et nord-ouest (2) de la Grèce:

(1) $\mathbf{Q_p = 2.948\ A^{0.892}}$ (avec un coefficient de détermination $r^2 = 0.96$)

(2) $\mathbf{Q_p = 26.14\ A^{0.511}}$ (avec un coefficient de détermination $r^2 = 0.98$)

où

$Q_p \equiv$ débit de crue maximum observé en m^3/s

$A \equiv$ aire de drainage en km^2

De même, des courbes enveloppes sont également données pour le débit de pointe q_p (qui n'est pas un débit spécifique dans ce cas-ci) et le temps de réponse t_L du bassin, tels qu'observés sur un hydrogramme unitaire développé pour un orage d'une durée de 6 heures:

$$\mathbf{q_p = 2.27\ A^{0.667}}$$ (avec un coefficient de détermination $r^2 = 0.92$)

$$\mathbf{t_L = 0.43\ A^{0.418}}$$ (avec un coefficient de détermination $r^2 = 0.95$)

où

$q_p \equiv$ débit de pointe (en m^3/s) de l'hydrogramme unitaire pour un orage de 6 heures

$t_L \equiv$ temps de réponse (en heures) sur l'hydrogramme unitaire pour un orage de 6 heures

On parle aussi d'une paramétrisation du débit de crue mensuel (*monthly discharge*) qui suit un modèle cubique de la forme:

$$\mathbf{Q_F = a - b \times F + c \times F^2 - d \times F^3}$$

où

$Q_F \equiv$ débit de crue mensuel en m^3/s

$F \equiv$ fréquence (exprimée en pourcentage sur la période totale d'enregistrement) à laquelle le débit Q_F est excédé

et où les équations régionales pour les paramètres a, b, c et d en fonction des caractéristiques du bassin versant sont données par:

$$\mathbf{a = 0.011\ Pa^{0.526}\ A^{0.608}\ H^{0.007}\ L^{0.253}} \qquad (\text{avec } r^2 = 0.76)$$

$$\mathbf{b = 0.053\ Pa^{0.511}\ A^{0.684}\ H^{-0.181}\ L^{0.278}} \qquad (\text{avec } r^2 = 0.76)$$

$$\mathbf{c = 0.010\ Pa^{0.708}\ A^{0.952}\ H^{-0.315}\ L^{0.073}} \qquad (\text{avec } r^2 = 0.71)$$

$$\mathbf{d = 4.215 \times 10^{-6}\ Pa^{7.157}\ A^{1.637}\ H^{-0.053}\ L^{-0.687}} \qquad (\text{avec } r^2 = 0.70)$$

où

$A \equiv$ aire de drainage en km^2,

$Pa \equiv$ précipitation annuelle moyenne en mm

$H \equiv$ hauteur de chute en mm

$L \equiv$ longueur de la rivière principale en km

Un autre modèle régional concerne le débit maximum annuel moyen (calculé à partir des maximum journaliers), exprimé lui aussi en fonction des caractéristiques du bassin. L'équation, toujours développée pour les deux régions du nord-ouest et de l'ouest, est la suivante:

$$\mathbf{Q_m = 2.793 \times 10^{-8}\ A^{1.072}\ Pa^{2.317}\ I^{0.892}\ SF^{0.216}\ SO^{3.266}} \qquad (\text{avec } r^2 = 0.75)$$

où

$Q_m \equiv$ débit de crue annuel moyen en m^3/s

$A \equiv$ superficie du bassin versant en km^2

$Pa \equiv$ précipitation annuelle moyenne en mm

$I \equiv$ pente moyenne de la rivière principale en m/km

$SF \equiv$ fréquence du cours d'eau : nombre de canaux de jonction divisé par l'aire de drainage, en km^{-2}

$SO \equiv$ indice de sol

tandis que les débits de pointe instantanés Q_p (en m^3/s) sont donnés par une équation semblable:

$$\mathbf{Q_p = 2.244\times10^{-4}\ SF^{0.635}\ A^{1.385}\ M51D^{1.805}\ SO^{3.278}\ A^{2.414}} \quad (\text{avec } r^2 = 0.90)$$

où M51D représente l'intensité de précipitation journalière (en mm/heure) associée à une période de retour de 5 ans. L'indice de sol SO est basé sur une carte de la région d'étude identifiant 7 classes de sol distinctes (définies par leur "potentiel d'acceptation de la précipitation hivernale"). Des poids R_i ($i = 1,...,7$) ont été attribués à chaque classe. L'indice de sol est alors estimé en mesurant les fractions S_i du bassin appartenant à chaque classe et en calculant une moyenne pondérée de ces fractions, i.e.:

$$\mathbf{SO} = \frac{\sum_{i=1}^{7} \mathbf{R_i S_i}}{\sum_{i=1}^{7} \mathbf{S_i}}$$

Mimikou (1990) rapporte des résultats satisfaisants suite à l'application de ces divers modèles aux régions nord-ouest et ouest de la Grèce ; la performance des modèles a été mesurée à l'aide de l'erreur relative moyenne, qui varie ici entre 2% et 24% selon l'équation considérée.

2.6 Méthode de Riggs

La relation développée par Riggs (1976) exprime le débit maximum en fonction de la section de passage du débit et de la pente observée à la surface de l'eau, selon la formule:

$$\mathbf{\log Q = 0.53 + 1.295 \log S + 0.316 \log I}$$

où

Q ≡ débit de décharge en m^3/s

S ≡ section de passage du débit en m^2 (*cross sectional (wetted) area*)

I ≡ pente mesurée à la surface du cours d'eau en m/m

Riggs (1990) précise que les données qui ont permis d'établir cette équation proviennent de 47 sites jaugés situés à travers les Etats-Unis, avec les intervalles de variation suivants pour les différentes variables : de 0.03 à 28 000 m^3/s pour la décharge Q, de 4 à 9300 m^2 pour la section de passage S et de 0.002 à 0.01 pour la pente I. L'erreur systématique est évaluée à ±20%.

Cette méthode peut donc servir à l'estimation du débit pour des sites non jaugés. La période de retour associée à la décharge calculée à l'aide de cette formule est de l'ordre de 1.5 à 2 ans. Afin d'obtenir le débit correspondant à des périodes de retour plus élevées, on doit disposer de courbes débit-fréquence élaborées pour la région d'étude. Évidemment, la validité de l'équation doit être vérifiée au préalable si on désire l'appliquer à un endroit situé à l'extérieur des États-Unis.

3 MÉTHODES BASÉES SUR L'HYDROGRAMME

3.1 Hydrogramme unitaire

Un hydrogramme « pur » résulte d'une averse bien définie et suffisamment concentrée sur une courte période et homogène dans le temps et l'espace.

L'hydrogramme de crue présente la forme générale d'une courbe en cloche dissymétrique (voir figure 3.1) que l'on divise en quatre parties:

1) La courbe de montée ou de concentration qui correspond à la montée de la crue. L'allure de cette courbe reflète les caractéristiques topographiques du bassin et celles de l'averse.

2) La pointe ou crête de l'hydrogramme, est la région comprise entre le point d'inflexion de la courbe de concentration et celui de la courbe de décrue. L'instant où la pointe de l'hydrogramme se produit est pris en compte pour la détermination du temps de réponse du bassin et du temps de montée de l'hydrogramme. En pratique, les hydrogrammes comportent souvent plusieurs pointes en raison de la forme irrégulière du bassin et de l'hétérogénéité spatiale et temporelle de l'averse.

3) La courbe de décrue traduit la vidange du bassin, toute alimentation directe ayant cessé. L'allure de cette courbe est presque indépendante des variations d'intensité de la pluie et de l'infiltration. Elle est principalement fonction des caractéristiques physiques du réseau hydrographique. Cette courbe est donc la seule partie de l'hydrogramme qui puisse être approximativement représentée par une équation générale de forme exponentielle applicable à la majorité des averses tombant sur un même bassin.

4) La courbe de tarissement est la partie de l'hydrogramme générée par les seuls écoulements souterrains, alors que tout écoulement de surface a déjà cessé.

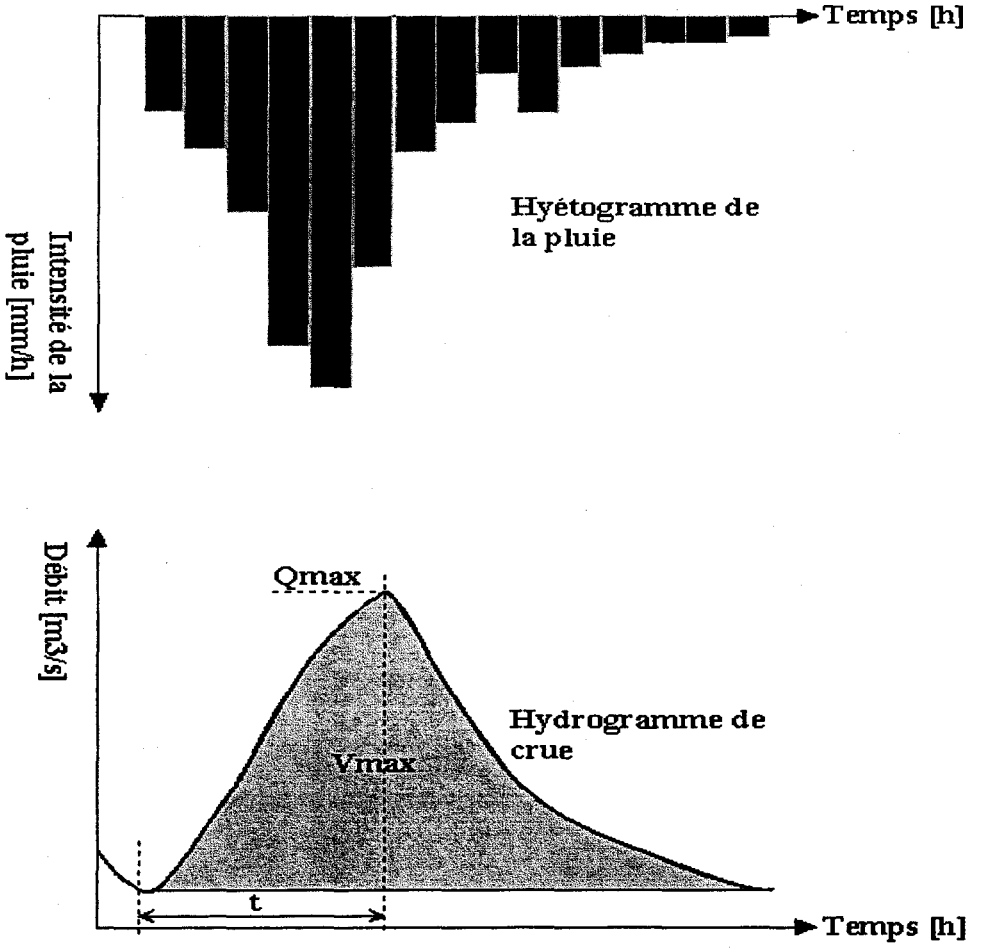

Figure 3.1: Hydrogramme unitaire

On admet que les deux points de changement de courbure dans la courbe de décrue marquent les séparations entre le ruissellement superficiel, l'écoulement hypodermique et l'écoulement de base (issu de la nappe). La figure 3.2 illustre ces concepts. Pour obtenir plus de détails, le lecteur est référé au cours "Hydrologie générale" offert par l'École Polytechnique Fédérale de Lausanne et disponible sur Internet à l'adresse suivante: *http://dgrwww.epfl.ch/HYDRAM/e-drologie/*.

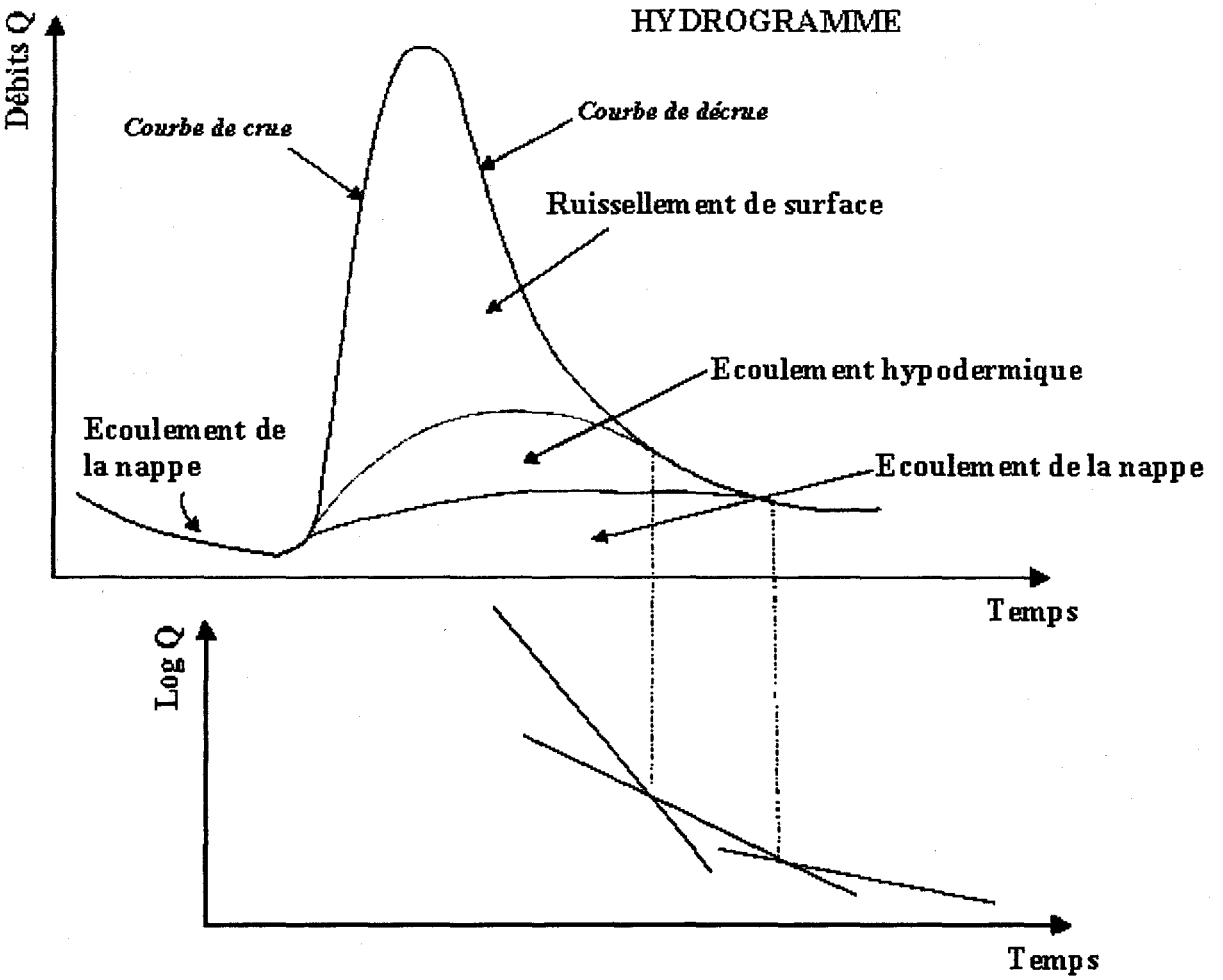

Figure 3.2: Décomposition de l'hydrogramme de crue

(*cf.* Cours "Hydrologie générale" de l'École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Suisse)

Afin d'obtenir la forme de l'hydrogramme unitaire correspondant à la valeur du débit de pointe Q_{max}, on peut utiliser l'approche développée par Snyder qui caractérise l'hydrogramme à l'aide de deux paramètres temporels, W_{50} et W_{75}, qui représentent la largeur de l'hydrogramme (en heures) à une hauteur de 50% et 75% de la valeur de Q_{max} respectivement. On peut parfois estimer les valeurs de ces paramètres à l'aide d'équations régionales de la forme:

$$W_x = a\,(Q_{max} / A)^b$$

où

$W_x \equiv$ largeur de l'hydrogramme en heures lorsqu'on se situe à x% (i.e. x = 50 ou 75) de la valeur Q_{max}

Q_{max} ≡ débit de pointe en pi^3/s

A ≡ aire de drainage en mi^2

Si l'on s'intéresse toutefois au volume d'eau associé au débit de pointe Q_{max}, une technique couramment utilisée consiste à développer des relations volume–débit de la forme:

$$V = a\,(Q_{max})^b$$

où

V ≡ volume en pi^3 associé à la valeur du débit de pointe Q_{max}

Q_{max} ≡ débit de pointe en pi^3/s

A ≡ aire de drainage en mi^2

et où a et b sont des coefficients à déterminer (Craig et Ranks, 1978 ; Livingston et Minges, 1987). La valeur de l'exposant b est habituellement prise inférieure à 1. On admet généralement que la période de retour du volume V estimé correspond à celle du débit Q_{max}, bien qu'il faille vérifier au préalable cette hypothèse. Une extension de la technique précédente consiste à incorporer différentes caractéristiques du bassin versant dans la relation volume-débit, qui s'exprime alors sous la forme:

$$V = a\,(Q_{max})^b\,(I)^c\,(A)^d\,(P_i)^e$$

où

V ≡ volume en pi^3 associé à la valeur du débit de pointe Q_{max}

Q_{max} ≡ débit de pointe en pi^3/s

I ≡ pente du bassin versant

A ≡ aire de drainage en mi^2

P_i ≡ intensité de la précipitation

et où a, b, c, d et e sont toujours des coefficients à estimer. Il est à noter cependant que les volumes estimés à l'aide de cette méthode sont associés à l'aire totale sous l'hydrogramme et non pas à des intervalles de temps spécifiques. Un exemple d'application de cette formule est donné dans Perry (1984).

3.2 Modèles reliant les hydrogrammes de crues aux paramètres caractérisant le bassin versant

Bergmann *et al.* (1990) décrivent une méthode employant une formule de régionalisation bivariée pour déterminer l'hydrogramme de crue d'une certaine période de retour. Lorsqu'une étude statistique directe n'est pas possible en raison de l'absence de données de débit en rivière, on peut utiliser ce modèle de régionalisation afin d'obtenir l'hydrogramme de période de retour T. La méthode est basée sur la recherche d'une corrélation entre la crue et les caractéristiques du bassin comme la géométrie, la topographie, le réseau hydrographique, la végétation, de même que sur une description statistique bivariée entre les débits de pointe et les volumes.

La crue est alors caractérisée par le débit de pointe Q_D et le volume V_D de ruissellement direct. Si la durée d'observation est assez longue, il est possible d'analyser les couples de variables directement. Un spectre de l'hydrogramme peut être déterminé pour un certain nombre de périodes de retour, grâce à la forme de l'hydrogramme régional type et d'un débit de base moyen initial (Sackl, 1987). Pour la production de la forme d'hydrogrammes types, on peut se référer à Yue et al. (2001). Au site non jaugé, on doit tout d'abord estimer les débits de pointe de période de retour T ainsi que les volumes de ruissellement pour ensuite les relier par des lignes "d'égales ou plus fortes probabilités" (qui sont approximativement des quarts d'ellipses dans le plan (V_D,Q_D)) données par l'équation:

$$\mathbf{P = \int\int g\,(V_D,Q_D)\,dV\,dQ = const.}$$

C'est à partir de ces courbes (*design curves*) que l'on peut obtenir l'hydrogramme de crue de période de retour T.

Le temps de pointe du ruissellement t_m, en heures, (*peak runoff time*) qui correspond au moment où le débit de pointe est atteint dans l'hydrogramme est donné par:

$$\mathbf{t_m = V_D / Q_D}$$

Ainsi, pour une valeur fixe de la période de retour, on peut tracer divers hydrogrammes de crue pour différentes valeurs du temps de pointe t_m. En juxtaposant sur un même graphique les hydrogrammes obtenus, on observe que le débit de pointe décroît lorsque la valeur de t_m augmente (car le ruissellement est alors réparti sur un intervalle de temps plus grand)

Sackl (1988) donne un exemple d'une formule de régionalisation (calibrée par régression multiple) qui tient compte des caractéristiques du bassin versant et qui s'applique aux régions est et ouest de la Styrie en Autriche:

$$\mathbf{Q_{100} = 6.71\ A^{0.542}\ C^{0.219}\ (Lc\ /\ L)^{-0.33}\ I^{0.016}\ DEN^{0.236}\ F^{-0.169}}$$

où

Q_{100} ≡ débit de crue de période de retour T = 100 ans, en m^3/s

A ≡ aire du bassin versant en km^2

C ≡ indice de circularité

L ≡ longueur de la rivière principale en km

Lc / L ≡ indice de position du centre du bassin

I ≡ pente moyenne du canal principal

DEN ≡ densité du cours d'eau en km/km^2

F ≡ proportion de la surface occupée par la forêt

La rivière Raab située dans l'est de la Styrie représente une partie importante du bassin du Danube. Krall (1999) présente l'équation de régression obtenue pour le débit spécifique de période de retour 100 ans à partir de la méthode de Sackl (1994) avec des données provenant de la rivière Raab:

$$\mathbf{q_{100} = 0.14\ K_C^{1.28}\ S_C^{0.76}\ D_C^{0.24}\ H_C^{-0.01}}$$

où

q_{100} ≡ débit spécifique (*direct runoff rate*) de période de retour T = 100 ans, en $m^3/s/km^2$

$\mathbf{K_C = 2 \times \sqrt{A/\pi} / L}$ (associé la forme du bassin versant)

$\mathbf{S_C = L_S / L}$ (caractéristique centralisée)

$\mathbf{D_C = L_G \times \Delta H_m / A}$ (caractérise le réseau hydrographique)

$\mathbf{H_C = 1 + (H_m / H_R)}$ (hauteur caractéristique)

Les paramètres K_C, S_C, D_C et H_C représentent donc quatre indicateurs des caractéristiques du bassin avec:

A ≡ aire du bassin versant en km²

L_G ≡ longueur du réseau hydrographique en km

L ≡ longueur de la rivière principale en km

L_S ≡ distance centroïde en km

H_m ≡ hauteur moyenne en m

H_R ≡ hauteur représentative en m

ΔH_m ≡ est la différence entre la hauteur moyenne et la hauteur minimum

Des observations de ruissellement provenant de 17 sites ont permis de dériver les caractéristiques de base de la crue. L'équation standardisée suivante a aussi pu être établie:

$$\mathbf{q_{100} = q_0 \times H_C \times (A / 19.5)^{-0.775}}$$

où q_0 est un paramètre à déterminer.

3.3 Modèle SWRM (*Small Watershed Regional Model*)

L'Institut de la Météorologie et de la Gestion des Eaux en Pologne a présenté ses résultats de recherche (Ostrowski, 1990) sur l'évaluation du débit maximum et la simulation d'hydrogrammes de crues par le modèle SWRM. Cette méthode est applicable pour des petits bassins versants de superficie allant jusqu'à 250 km². On a:

$$\mathbf{SRE(t)} = \begin{cases} \mathbf{[\,SRS(t) - 0{,}2\,S\,]^2} & \text{pour } SRS(t) > 0{,}2\,S \\ \mathbf{0} & \text{pour } SRS(t) \le 0{,}2\,S \end{cases}$$

où

SRE(t) ≡ surplus de précipitation accumulé au temps t (*accumulated rainfall excess*)

SRS ≡ précipitation accumulée (*accumulated strorm rainfall*) utilisée dans la méthode NRCS (*National Resources Conservation Service,* connu anciennement sous le nom de *Soil Conservation Service's*)

S ≡ paramètre (différence potentielle maximale entre la précipitation et le ruissellement direct engendré) qui dépend du nombre courbe CN

Le nombre courbe CN est pour sa part calculé comme suit:

$$\mathbf{CN = a \times TRS^b \times WIC^c}$$

où

CN ≡ nombre courbe

TRS ≡ hauteur de précipitation totale engendrée par l'orage (*total storm rainfall*)

WIC ≡ conditions initiales du bassin représentées par la précipitation totale des neuf jours précédant la crue.

et où a, b et c sont des coefficients régionaux.

Remarque : CN est constant pour un orage donné dans le modèle SWRM, alors que CN est constant pour un bassin versant dans le modèle NRCS.

L'excès de précipitation est calculé selon la relation suivante:

$$\mathbf{RE(t) = SRE(t) - SRE(t\text{-}1)}$$

où

RE(t) ≡ surplus de la précipitation au temps t (*rainfall excess hyetograph*)

L'hydrogramme de crue est donné par la somme du ruissellement direct (*direct runoff*) et de l'écoulement de surface (*groundwater flow*):

$$\mathbf{Q(t) = QDR(t) + QGR(t)} \quad (\text{ avec } \mathbf{QGR(t) = QGRD(t) + QBF})$$

où

Q(t) ≡ hydrogramme de crue

QDR ≡ ruissellement direct

QGR ≡ écoulement de surface

QGRD ≡ partie dynamique de l'écoulement de surface

QBF ≡ débit de base, i.e. $\mathbf{QBF = f + g \times WIC}$ où f et g sont des coefficients régionaux

L'hydrogramme de crue simulé pour un bassin non jaugé peut alors être obtenu par une équation du type:

$$\mathbf{QSYM(t) = QDRS(t) + QGRDS(t) + QBFS}$$

où

QSYM(t) ≡ hydrogramme de crue simulé

QDRS(t) ≡ ruissellement direct simulé au temps t

QGRDS(t) ≡ valeur simulée de l'écoulement de surface dynamique au temps t

QBFS ≡ débit de base simulé

4 CLASSIFICATION DES DIVERSES MÉTHODES

4.1 Classification des régimes hydrologiques en Afrique noire à l'ouest du Congo

Les tableaux présentés dans cette section résument l'étude effectuée par Rodier (1964) portant sur les régimes hydrologiques en Afrique noire à l'ouest du Congo. Elle est divisée en deux sous-sections, soit l'une présentant les caractéristiques des principaux régimes hydrologiques et l'autre s'attardant plus spécifiquement aux caractéristiques des différents cours d'eau.

4.1.1 Caractéristiques des principaux régimes hydrologiques

Tableau 4.1: Présentation des principaux régimes tropicaux et équatoriaux

Hauteur de précipitation annuelle (H)	Classifications météorologiques	Classifications hydrologiques
H < 100-150 mm	Saharien	Désertique
150 mm < H < 300 mm	Sahélien nord	Subdésertique
300 mm < H < 750 mm	Sahélien sud	Sahélien
750 mm < H < 1200 mm	Soudanien I	Tropical pur
1200 mm < H	Soudanien II et III	Tropical de transition
Au sud du parallèle 8-9°	Libéro-dahoméen	Équatorial de transition boréal Équatorial pur Équatorial de transition austral

Tableau 4.2: Description des classifications hydrologiques

Désertique	Se situe au nord de la courbe isohyète annuelle 100-150 mm, mais la variabilité interannuelle des moyennes pluviométriques est extrême. L'écoulement ne se produit que dans des conditions exceptionnelles : sol imperméable, forte pente, précipitations fortes. Ces conditions sont réunies dans les massif montagneux de la Mauritanie, où on observe en moyenne une crue par an due aux tornades de la mousson en juillet et août.
Subdésertique	Par rapport au régime sahélien: – Les crues sont moins fréquentes au cours de la saison des pluies ; – Les phénomènes de dégradation hydrographique sont plus rapides ; – L'écoulement superficiel devient exceptionnel (observé que dans des régions privilégiées : massifs montagneux, zones imperméables).
Sahélien	Se situe au nord de la courbe isohyète annuelle 750 mm pour les hydrologues (les météorologues le situant entre 100 et 400-500 mm). La dégradation devient systématique. Les phénomènes d'écoulement sont courants. Les pentes sont faibles. Les inondations s'étendent sur de vastes zones et la durée d'écoulement des crues est très faible.
Tropical pur	Correspond à un régime théorique très simple. Il se situe sous l'isohyète annuelle 1000 mm. Saison de hautes eaux de juillet à octobre. Saison de basses eaux de début décembre à début juin.
Tropical de transition	Par rapport au régime tropical pur: – Il correspond à des précipitations annuelles de 1300 à 1500 mm, mais pouvant parfois atteindre 2000 mm et plus ; – La saison des hautes eaux nettement plus longue (au moins 4 mois) ; – La saison des basses eaux est moins sévère ;

		– La végétation reste verte presque toute l'année, ce qui diminue le ruissellement ; – C'est un régime très bien connu en Afrique noire, car il est souvent représenté par de grands fleuves : Niger, Oubangui, Bénoué.
Équatorial	De transition boréal	Il se caractérise par une grande saison sèche pendant l'hiver boréal, une première saison des hautes eaux , une petite saison sèche et une seconde saison des hautes eaux. Les cours d'eau concernés sont les fleuves côtiers de la Côte d'Ivoire et du Ghana, le Nyong, les affluents ouest de la Sanga, les affluents de l'Oubangui au sud de la Mpoko.
	Pur	Il se caractérise par deux saisons sèches équivalentes et deux saisons de hautes eaux d'importance semblable. Les cours d'eau concernés sont le Lobé et le Ntem au Cameroun, les affluents de la rive droite de l'Ogooué, la Likouala-Mossaka et le Dja, les affluents de la rive droite de la Sanga.
	De transition austral	Le schéma des variations saisonnières rappelle celui du régime équatorial boréal avec un décalage de six mois : la grande saison sèche se déroule pendant l'hiver austral (été boréal) tandis que les crues principales surviennent à l'automne austral (printemps boréal). Ce régime correspond aux affluents de la rive gauche de l'Ogooué, au Kouilou-Niari et à ses affluents, aux affluents de la rive droite du Congo en aval de l'Oubangui.

Tableau 4.3: Analyse des crues selon la classification hydrologique

Désertique	♦ Kourien Doulien (8 km²), l'unique bassin expérimental désertique: Crue décennale estimée à 5000-7000 l/s•km², ramenée à 25 km². Elle correspond à une averse de 50 mm. ♦ Dans le nord de l'Ennedi et dans le nord de l'Aïr: – Crue maximum observée pour 18 km² = 2560 l/s•km² – Crue maximum observée pour 280 km² = 520 l/s•km² – Crue maximum observée pour 1000 km² = 46 l/s•km² Il est difficile toutefois de préciser la période de retour associée.

	♦ Vallée du Zoumri (où la précipitation moyenne annuelle < 50 mm): – Crue maximum pour 200 km² = 2000 l/s•km² – Crue maximum pour 4000 km² = 100 l/s•km² On avance un période de retour de 20 ans pour ces observations.
Subdésertique	♦ Influence de la dégradation: – si elle est peu marquée, les débits de crue peuvent être très élevés. – si elle est très avancée (Ouadi Haouach), les débits de crue deviennent très faibles. • In Tiziouen (sur l'Aïr) et Bachikélé (sur l'Ennedi), deux bassins expérimentaux, pour un réseau hydrographique pas trop dégradé. le nombre de crues annuelles passe de 2 pour 10 km², à 1 pour 300 km², à 0,5 pour 1000 km² et à 0,01 pour 5000 km². ♦ Pour les petits bassins: • Pour une superficie standard de 25 km², les observations effectuées sur les bassins expérimentaux ont permis d'obtenir les crues décennales suivantes qui correspondent toutes à des tornades de 55 à 90 mm, dont le corps est de courte durée 20-30 min: Q_{10} = 800 à 1000 l/s•km² à Dianoba (sol légèrement perméable et pente modérée) Q_{10} = 3 500 l/s•km² à Tin-Adjar (sol complexe : argile imperméable ou sable ou quartzite et pente modérée) Q_{10} = 4 500 à 5 500 l/s•km² à Oued Ali sur le Tagant (sol imperméable et pente assez forte) Q_{10} = 7 000 à 9 000 l/s•km² à Bachikélé sur l'Ennedi (sol imperméable et forte pente) • Pour les très petits bassins, sur le bassin d'In-Tiziouen dans l'Aïr: Q_{10} = 27 000 l/s•km² pour 0,55 km² Q_{10} = 18 350 l/s•km² pour 1,8 km² • Des études systématiques ont été effectuées sur les cours d'eau du Brakna et du Tagant (Mauritanie): Q_{10} = 40 l/s•km² au Gorgol Blanc (3 770 km²)

	Q_{10} = 40 l/s•km² à l'Oued Ketchi (3 800 km²), bassin à faible pente Q_{10} = 435 l/s•km² sur le Kori Téloua dans l'Aïr (3 770 km²) ♦ Pour les moyens et grands bassins: Il n'y a pas de grands bassins. Un cas classique de bassin de taille moyenne est l' Ouadi Haouach (7 700 km²): Q_{10} ou Q_{50} < 0,5 l/s•km² même pour une année très abondante. Cela s'explique par la forte dégradation du bassin.
Sahélien	Les crues exceptionnelles sont relativement faibles, elles ne varient pas avec la hauteur de précipitations moyenne annuelle, mais avec les précipitations maximales en 24 heures. ♦ Pour les petits bassins: • Pour une superficie couvrant au moins 25 km², les observations effectuées sur les bassins expérimentaux ont permis d'obtenir les crues décennales suivantes: Q_{10} = 800 à 1200 l/s•km² à Ouadi Kaoun (sol perméable et pente assez faible) Q_{10} = 2 500 l/s•km² à Ouadi Abou Goulem (sol perméable et pente assez forte) Q_{10} = 3 000 l/s•km² à Gagara (sol légèrement perméable et pente modérée) Q_{10} = 1 500 l/s•km² à Gagara (sol argileux imperméable et pente très faible) Q_{10} = 1 600 l/s•km² à Taraiman (sol imperméable et pente modérée) Q_{10} = 1 800 l/s•km² à Sébikotane (sol argileux et pente modérée) Q_{10} = 7 000 l/s•km² à Maggia (sol argileux imperméable et pente assez forte) Q_{10} = 10 000 l/s•km² à Koumbaka (sol imperméable et pente assez forte) • En général, on trouve: 800 l/s•km² < Q_{10} < 3 000 l/s•km²

	♦ Pour les moyens et grands bassins: • Sur la Maggia, la crue observée la plus forte peut correspondre à une crue de période décennale : $Q_{10} = 31$ l/s•km². la crue cinquantenaire peut être deux ou trois fois plus forte. • Sur le Bahr-Azoum, la crue décennale : $Q_{10} < 5$ l/s•km² • Sur le Ba-Tha à Oum-Hadjer (30 800 km²) : $Q_{10} = 15$ à 20 l/s•km²
Tropical pur	♦ Pour les petits bassins: La crue est provoquée par une averse exceptionnelle ou une averse très forte dans des conditions de saturation exceptionnelles. Le débit spécifique de crue varie selon une courbe du type: CS^{-n} avec $0,5 < n < 0,8$ Les crues décennales ne dépendent pas de la hauteur des précipitations annuelles. • Pour un bassin imperméable à forte pente (Nord Cameroun), on trouverait: $Q_{10} = 10\,000$ l/s•km² pour moins de 10 km² $Q_{10} = 5$ à $7\,000$ l/s•km² pour moins de 25 km² $Q_{10} = 2$ à $3\,000$ l/s•km² de 50 à 100 km² $Q_{10} = 300$ à 500 l/s•km² de 500 à 1 000 km² • Pour un bassin nettement plus perméable avec une pente un peu plus faible (bassin expérimental de Barlo): $Q_{10} = 4\,000$ à $5\,000$ l/s•km² pour 25 km² • Si la pente diminue, on trouve: $Q_{10} = 1\,000$ à $2\,000$ l/s•km² pour 25 km² • Pour une pente < 0,5% (Niger dans la cuvette de Koulou): $Q_{10} = 300$ à 500 l/s•km² pour 25 km² ♦ Pour les grands bassins: Les crues exceptionnelles sont dues à de très fortes hydraulicités annuelles.

	Les débits spécifiques de crue diminuent rapidement quand la superficie augmente. • Dans les cas courants: Q_{10} = 40 à 100 l/s•km² pour 10 000 km² suivant la pente Q_{10} = 30 à 70 l/s•km² pour 100 000 km² • Pour de très faibles pentes (Pont de Kouri sur la Volta Noire): $Q_{10} \approx 20$ l/s•km²
Tropical de transition	♦ Pour les petits bassins: La crue décennale varie avec la pente et la nature du sol. Il n'y a aucun rapport entre crue exceptionnelle et hauteur de précipitations annuelle. ♦ Pour les moyens et les grands bassins: Rapport étroit entre crue exceptionnelle et hauteur de précipitations annuelle, sauf si le relief est très accentué. ♦ Dans certains cas, la relation de Goodrich est très bien adaptée à la crue décennale: $Q_T = Q_0 [1 + B (\log T)^n]$ On peut distinguer trois grandes régions: 1) Ouest de l'ex-A.O.F En général pour des bassins de superficie moyenne de l'ordre de 10 000 km², le débit spécifique pour une crue décennale varie entre 60 et 120 l/s•km² si le relief n'est pas trop accentué. L'influence de la superficie n'est pas très importante au delà de 10 000 km². 2) Massif de l'Adamaoua En général, le débit spécifique pour une crue décennale varie entre 70 et 100 l/s•km² si le relief n'est pas trop accentué. 3) Bassin de l'Oubangui, partie méridionale du Chari En général, le débit spécifique pour une crue décennale varie entre 20 et 40 l/s•km².

		La différence entre la crue annuelle et la crue décennale est faible, même pour les grands bassins. (consulter le tableau 5.4 à ce propos) ♦ Les crues exceptionnelles sont relativement fortes dans ce régime : de 40 à 100 l/s•km² pour la crue décennale, pour des bassins allant de 2 000 à 20 000 km². ♦ L'écart est probablement assez grand entre les crues décennales et les crues centenaires.
Équatorial	De transition boréal	♦ Pour un assez petit bassin: Q_{10} = 130 à 160 l/s•km² à Lokoundjé (1 170 km²) ♦ Pour les très petits bassins (10 à 50 km²): • Ramenées à une superficie standard de 25 km², les observations effectuées sur les bassins expérimentaux ont permis d'obtenir les crues décennales suivantes: Q_{10} = 2000 à 2500 l/s•km² à Loué (sol légèrement perméable et pente très forte) Q_{10} = 1200 à 1800 l/s•km² à Nion (sol moins perméable et même pente qu'à Loué) Q_{10} = 2 000 l/s•km² à Bafo (sol devenant imperméable et pente assez forte) Q_{10} = 1 800 l/s•km² à Sitou (sol devenant imperméable et pente assez forte) Q_{10} = 400 à 600 l/s•km² à Ifou (sol perméable et pente faible) Q_{10} = 300 à 400 l/s•km² à Agbéby (sol très perméable et pente faible) ♦ Pour les bassins de dimensions moyennes (5 000 à 10 000 km²) Ces crues décennales sont données à titre indicatif: Q_{10} = 50 à 100 l/s•km² en Côte d'Ivoire (sol imperméable) Q_{10} = 25 à 35 l/s•km² à Nyong au Centre Cameroun (pente faible) Q_{10} = 20 à 30 l/s•km² à l'extrême sud de l'Oubangui

Pur	En raison du peu de stations observées depuis plus de 10 ans, on sait assez peu de choses à propos des crues exceptionnelles. ♦ Pour les grands bassins de plus de 8 000 km²: Q_{10} = 50 à 70 l/s•km² à Lambaréné au nord de l'Ougooué ♦ Pour les petits bassins côtiers (faible superficie et fortes précipitations): Q_{10} = 275 l/s•km² à Kribi sur la Lobé
De transition austral	Les crues exceptionnelles sont très mal connues. ♦ Pour les petits bassins: L'influence du sol et de la couverture végétale sont capitales. • Ramené à une superficie standard de 25 km², les observations effectuées sur les bassins expérimentaux ont permis d'obtenir les crues décennales suivantes: Q_{10} = 4000 à 6000 l/s•km² à Brazzaville (Poto-Poto et Bacongo) (sol devenant imperméable avec le piétinement) Q_{10} = 4500 à 5500 l/s•km² dans les savanes de la Comba (sol assez imperméable et pente assez forte) Q_{10} = 600 à 700 l/s•km² à Leyou dans les forêts (mêmes sol et pente que sur la Comba) Q_{10} = 200 à 300 l/s•km² à Bibanga (faible pente) Q_{10} = 60 l/s•km² sur les plateaux Batékés (sol sablonneux très perméable) ♦ Pour les grands et moyens bassins: $Q_{T,max}$ = 50 l/s•km² pour les terrains très perméables $Q_{T,max}$ = 60 l/s•km² pour les terrains moins perméables Q_{10} = 110 à 125 l/s•km² à Nyanga (5000 km²) (terrain imperméable) Q_{10} = 65 à 75 l/s•km² à Kouilou (55 000 km²) (terrain imperméable)

Tableau 4.4: Valeurs des débits de crue (en l/s•km²) en régime tropical de transition pour différentes périodes de retour T

Période de retour T (années)	1	10	100	1000
Koulikouro (le Niger supérieur)	52	66	80	92
Bakel (le Sénégal)	(T = 2) 17,4	28	33	43
Konkouré (forte pente)	180	280	-	-
Bassin à relief très modéré, très arrosé	89	110	-	-
Faro (forte pente)	132	160	-	-
Bangui (l'Oubangui, 500 000 km²)	(T = 2) 21	24	-	-

4.1.2 Caractéristiques des principaux cours d'eau tropicaux

4.1.2.1 Le Sénégal

Le bassin versant de 270 000 km² peut se diviser comme suit : 28 000 km² en régime tropical de transition, 108 000 km² en régime tropical pur et 134 000 km² en régime sahélien. Le tableau 4.5 donne les valeurs de débits pour trois stations de mesure.

Tableau 4.5: Mesures de débit pour le Sénégal

Point d'observation	Galougo-Gouina (régime tropical pur)	À l'aval du confluent de son dernier affluent, la Falémé (régime tropical pur)	Bakel (régime tropical de transition)
Superficie du bassin versant en km²	138 000	-	270 000
Débit moyen annuel en m³/s	681	800	778
Débit de crue en m³/s	2800	4900	3800
Débit de crue décennale en m³/s	4090	-	7000
Débit de crue centenaire en m³/s	6000	9000	9000

4.1.2.2 Le Niger

Le bassin versant de 1 500 000 km² se jette dans l'océan Atlantique par un très grand delta qui couvre 25 000 km². Le bassin peut se diviser en 6 bassins partiels (Niger supérieur, zone lacustre, Niger moyen, Bénoué supérieur, Bénoué inférieur et Niger inférieur).

Tableau 4.6: Mesures de débit pour le Niger supérieur et la zone lacustre

Point d'observation	Koulikoro	Koulikoro + Douna	Diré
Superficie du bassin versant en km²	120 000	222 000	330 000
Débit moyen annuel en m³/s	1545	2215	1110
Débit caractéristique de crue en m³/s	5840	5840 + 2900	2320
Débit de crue décennale en m³/s	7900	7900 + 3180	2660
Débit de crue centenaire en m³/s	9600	9600 + 3750	2800

Tableau 4.7: Mesures de débit pour le Niger moyen

Point d'observation	Malanville	Wuya (Kaduna)	Baro
Superficie du bassin versant en km²	440 000	65 500	730 000
Débit caractéristique de crue en m³/s	2100	2500	8700
Débit de crue décennale en m³/s	2800	4500	12 000
Débit de crue centenaire en m³/s	-	-	14 000

Tableau 4.8: Mesures de débit pour le Bénoué et le Niger inférieur

Point d'observation	Garoua	Makurdi	Onitsha
Superficie du bassin versant en km²	64 000	305 500	1 100 000
Débit caractéristique de crue en m³/s	2375	11 500	24 000
Débit de crue annuelle en m³/s	3100	12 000	25 000
Débit de crue décennale en m³/s	4500	14 500	28 000
Débit de crue centenaire en m³/s	6000	-	32 000

4.1.2.3 La Volta

Tableau 4.9: Mesures de débit pour la Volta

Point d'observation	Boromo (Volta noire)	Sansanné-Mango (Oti)	Onitsha (Volta)
Superficie du bassin versant en km²	58 000	36 650	292 000
Débit caractéristique de crue en m³/s	130	900	-
Débit de crue annuelle en m³/s	145	1000	6500
Débit de crue décennale en m³/s	200	1400	10 000
Débit de crue centenaire en m³/s	-	-	15 000

4.1.2.4 La Sanaga et ses affluents (le Lom et le Mbam)

Tableau 4.10: Mesures de débit pour la Sanaga et ses affluents

Point d'observation	Lom à Bétaré-Oya	Mbam à Goura	Sanaga à Nachtigal	Sanaga à Edéa
Superficie du bassin versant en km²	10 680	43 000	77 200	135 000
Débit caractéristique de crue en m³/s	510	2340	3325	6380
Débit de crue annuelle en m³/s	560	2750	3650	6700
Débit de crue décennale en m³/s	700	3040	4100	7300

4.1.2.5 Le Chari et son affluent principal, le Logone

Tableau 4.11: Mesures de débit pour le Chari (et son affluent le Logone)

Point d'observation	Logone à Moundou (1935-1959)	Logone à Laï (1947-1960)	Logone à Logone-Birni (1950-1960)	Chari à Fort-Archambault	Chari à Fort-Lamy
Superficie du bassin versant	34 900 km²	60 320 km²	76 000 km²	193 000 km²	600 000 km²
Débit caractéristique de crue	1700 m³/s	2120 m³/s	905 m³/s	1100 m³/s	3540 m³/s
Débit de crue annuelle	2265 m³/s	2470 m³/s	910 m³/s	1120 m³/s	3570 m³/s
Débit de crue décennale	3400 m³/s	3700 m³/s	932 m³/s	1800 m³/s	4600 m³/s

4.1.2.6 L'Oubangui (formé par la réunion du Mbomou et de l'Ouellé)

Tableau 4.12: Mesures de débit pour l'Oubangui

Point d'observation	Mbomou à Bangassou	Ouellé à Yakoma	Oubangui à Bangui
Superficie du bassin versant	116 000 km²	150 000 km²	500 000 km²
Débit caractéristique de crue	-	-	9850 m³/s
Débit de crue annuelle	2700 m³/s	-	10 250 m³/s
Débit de crue décennale	-	-	12 000 m³/s

4.1.3 Caractéristiques des principaux cours d'eau équatoriaux

Tableau 4.13: Mesures de débit pour les principaux cours d'eau équatoriaux

Point d'observation	Ivindo à Makokou	Ogooué à Franceville	Ogooué à Lambaréné	Sanga à Ouesso
Superficie du bassin versant en km²	35 800	9000	203 500	165 500
Débit caractéristique de crue en m³/s	-	430	8250	3750
Débit de crue annuelle en m³/s	1350	500	9150	3800
Débit de crue décennale en m³/s	1700	700	12 200	4600
Débit de crue centenaire en m³/s	-	-	16 000	-

4.2 Classification des formules de calcul du débit selon divers critères

Les tableaux présentés dans cette section récapitulent les formules pour le calcul du débit (qu'il s'agisse d'un débit spécifique, d'un débit moyen, d'un débit de pointe ou encore d'un débit de période de retour T) dont il a été question dans les chapitres 1, 2 et 3 de ce présent document. Elle est divisée en quatre sous-sections, la première faisant mention des formules qui n'utilisent que la superficie du bassin, la deuxième donnant les formules qui font intervenir la précipitation et la troisième étant consacrée aux formules faisant intervenir la période de retour. Quant à la dernière sous-section, elle recense les formules qui ont été développées spécialement (ou bien simplement ajustées) pour être appliquées dans certains pays (ou régions).

La forme des tableaux dans les trois premières sous-section est identique, i.e. que la première colonne mentionne le nom de la formule (il peut s'agir ici soit du nom de(s) l'auteur(s) ou soit du nom de la méthode), la deuxième donne l'expression de la formule en question tandis que la dernière colonne indique la section de ce document dans laquelle on traite de la méthode. Dans le cas de la quatrième sous-section, il se rajoute une colonne au tableau pour spécifier le pays (ou région) d'application de la formule.

4.2.1 Formules utilisant uniquement la superficie du bassin

Tableau 4.14: Liste des formules faisant appel uniquement à la superficie du bassin versant

Nom / Auteur(s) de la formule	Expression	Section de référence
Scimemi	$q_{max} = \frac{600}{A+10} + 1$	1.1.1
Pagliaro	$q_{max} = \frac{2900}{90+A}$	1.1.1
Forti	$q_{max} = 3.25\frac{500}{A+125} + 1$	1.1.1
Gherardelli	$q_{max} = q_{100}\left(\frac{A}{100}\right)^{-n}$	1.1.1
Calcul proportionnel	$Q_1 = Q_2 \, (A_1 / A_2)^{x}$	1.1.2
Francou-Rodier	$\frac{Q}{Q_0} = \left(\frac{A}{A_0}\right)^{1-\frac{k}{10}}$	1.1.3
Hoang et Dumont	$R_p = 4.39 \times A^{-0.18}$ $R_p = 1.955 - (0.00129 \times A)$	1.1.4

4.2.2 Formules faisant intervenir la précipitation

Tableau 4.15: Liste des formules faisant intervenir la précipitation

Nom / Auteur(s) de la formule	Expression	Section de référence
Iskowski	$Q = \lambda \times m \times H_m \times A$	1.2.1
Fersi	$Q_m = c \times H_m \times A \times \log(A + 2)$	1.2.2
Possenti	$Q = \lambda \frac{H_m}{L}\left(A_m + \frac{A_p}{3}\right)$	1.2.3
Turazza	$Q = \frac{C_r \times H \times A}{3.6 \times t_c}$	1.2.4

4.2.3 Formules faisant intervenir la période de retour

Tableau 4.16: Liste des formules faisant intervenir la période de retour

Nom / Auteur(s) de la formule	Expression(s)	Section de référence
Maillet et Gauthier	$Q_T = 2k \log (1 + a H_m) (A / L^{½}) (1+ 4 \log T - \log A)^{½}$	1.3.1
Fuller	$Q_T = q (1 + 0.8 \log T)$ $[Qp = Qd (1 + 2.66 A^{-0.3})]$	1.3.2
Mac Math	$Q_T = K \times P \times A^{0.58} \times I^{0.42}$	1.3.3
Hazan et Lazarevic	$Q_{1000} = a \times A^b$ (m^3/s) $Q_T / Q_m \cong 2 \times \ln T$	1.3.4
CRUPEDIX	$Q_{10} = A^{0.8} \times (P_{10} / 80)^2 \times R$	1.3.5
Méthode rationnelle	$Q_{max}(T) = \frac{C_r \times I(t_c, T) \times A}{3.6}$	1.3.6
Kallel	$Q_T = q_T \times A = q_0 \times A^{\alpha'} \times T^{\beta}$	1.3.7
Frigui	$q_T = [A_m / (A+1)^n] \times \lambda_T$	1.3.8
Ghorbel	$Q_T = R_{T,Q} \times Q_m$ $\left\{ Q_m = 2.86 A^{0.8} \text{ ou bien } Q_m = A^{0.8} \left[1.075 \frac{\sqrt{P \times \Delta H / L}}{Ic} - 0.232 \right] \right\}$	1.3.9
Tolland	$Q_{100} = 3 \times Q_m$	1.3.10
Méthode HP-40	$Q_{20} = 0.7882 \times (A/100)^{0.83} \times I^{0.30} \times S^{-0.24}$	1.3.12
Approche générale	$Q_T = K \times A^x$	2.1
Bigelow	$Q(A, D) = Q(A, 3) \times [Q(D)/Q(3)]$	2.2
Approche de l'université Lincoln	$Q_T = k_T \times Q_m$ $(Q_m = 2.04 A^{0.808})$	2.3

Goodrich	$Q_T = Q_0 [1 + b (\log T)^n]$	2.4
Mimikou	$Q_F = a - b \times F + c \times F^2 - d \times F^3$	2.5
Sackl	$Q_{100} = 6.71 A^{0.542} \times C^{0.219} \times (Lc/L)^{-0.33} \times I^{0.016} \times DEN^{0.236} \times F^{-0.169}$	3.2
Krall	$q_{100} = 0.14 \times K_C^{1.28} \times S_C^{0.76} \times D_C^{0.24} \times H_C^{-0.01}$ $q_{100} = q_0 \times H_C \times (A / 19.5)^{-0.775}$	3.2

4.2.4 Classement des formules selon le pays/région d'application

Tableau 4.17: Formules de calcul du débit selon le pays/région d'application

Pays / Région	Nom / Auteur(s) de la formule	Expression(s)	Section de référence
Afrique	Goodrich	$Q_T = Q_0 [1 + b (\log T)^n]$	2.4
Alpes	Possenti	$Q = \lambda \frac{H_m}{L} \left(A_m + \frac{A_p}{3} \right)$	1.2.3
Colombie-Britannique	Tolland	$Q_{100} = 3 \times Q_m$	1.3.10
	Approche générale	$Q_T = K \times A^{0.68}$	2.1
États-Unis	Bigelow	$Q(A, D) = Q(A, 3) \times [Q(D)/Q(3)]$	2.2
	Riggs	$\log Q = 0.53 + 1.295 \times \log S + 0.316 \times \log I$	2.6
France	CRUPEDIX	$Q_{10} = A^{0.8} \times (P_{10} / 80)^2 \times R$	1.3.5
Grèce	Mimikou	$Q_p = 2.948 A^{0.892}$ (ouest) $Q_p = 26.14 A^{0.511}$ (nord-ouest) $q_p = 2.27 A^{0.667}$ $Q_F = a - b \times F + c \times F^2 - d \times F^3$ $Q_m = 2.793 \times 10^{-8} \times A^{1.072} \times Pa^{2.317} \times I^{0.892} \times SF^{0.216} \times SO^{3.266}$ $Q_p = 2.244 \times 10^{-4} \times SF^{0.635} \times A^{1.385} \times M51D^{1.805} \times SO^{3.278} \times A^{2.414}$	2.5

Italie	Scimemi	$q_{max} = \frac{600}{A+10} + 1$	1.1.1
	Pagliaro	$q_{max} = \frac{2900}{90+A}$	1.1.1
	Forti	$q_{max} = 3.25\frac{500}{A+125} + 1$	1.1.1
	Gherardelli	$q_{max} = q_{100}\left(\frac{A}{100}\right)^{-n}$	1.1.1
Maroc	Francou-Rodier	$Q = 10^6 (A / 10^8)^{1-k/10}$	1.1.3
	Fuller	$Q_T = (4\times N / 300) \times (1 + a \log T) \times (A^{0.8} + 8/3\ A^{0.5})$ $Qp = q \times (1 + a \log T) \times (1 + 2.66\ A^{-0.3})$	1.3.2
	Hazan et Lazarevic	$Q_{1000} = a\times A^b\ (m^3/s)$ $Q_T / Q_m \cong 2 \times \ln T$	1.3.4
Nouveau-Brunswick	Calcul proportionnel	$Q_1 = Q_2 (A_1 / A_2)^x$	1.1.2
Nouvelle-Zélande	Approche de l'université Lincoln	$Q_T = k_T \times Q_m$ $(Q_m = 2.04\ A^{0.808})$	2.3
Ontario	Fuller	$Qp = Qd (1 + 6\ A^{-0.3})$	1.3.2
Tunisie	Kallel	$Q_T = q_T \times A = q_0 \times A^{\alpha'} \times T^{\beta}$	1.3.7
	Frigui	$q_T = [A_m / (A+1)^n] \times \lambda_T$	1.3.8
	Ghorbel	$Q_T = R_{T,Q} \times Q_m$ $Q_m = 2.86\ A^{0.8}$ ou bien $Q_m = A^{0.8}\left[1.075\frac{\sqrt{P\times\Delta H/L}}{Ic} - 0.232\right]$	1.3.9

Styrie (Autriche)	Sackl	$Q_{100} = 6.71\ A^{0.542} \times C^{0.219} \times (Lc/L)^{-0.33} \times I^{0.016} \times DEN^{0.236} \times F^{-0.169}$	3.2
	Krall	$q_{100} = 0.14 \times K_C^{1.28} \times S_C^{0.76} \times D_C^{0.24} \times H_C^{-0.01}$ $q_{100} = q_0 \times H_C \times (A / 19.5)^{-0.775}$	3.2
Québec	Hoang et Dumont	$R_p = 4.39 \times A^{-0.18}$ $R_p = 1.955 - (0.00129 \times A)$	1.1.4
	Méthode HP-40	$Q_{20} = 0.7882 \times (A/100)^{0.83} \times I^{0.30} \times S^{-0.24}$	1.3.12

RÉFÉRENCES

Bergmann, H., G. Richtig et B. Sackl (1990). A distributed model describing the interaction between flood hydrographs and basin parameters. *IAHS Publication (Regionalization in Hydrology)*, no. 191 : p. 91-102.

Bigelow, B., D. R. Maidment et E. Holley (1998). Midwest Regional Flood Frequency Analysis. Université du Texas, Austin. Présentation offerte sur Internet à l'adresse : *http://www.ce.utexas.edu/prof/maidment/grad/bigelow/Smartbook/sld001.htm*.

Bouziane, A. (1997). *Estimation régionale des débits de crues : méthodes utilisées au Maroc* [Rapport scientifique]. Université Mohammed V (École Mohammadia d'Ingénieurs), Maroc, 12 p.

California State Departement of Transportation (2001). *Highway design manuel.* Publication du "California State Departement of Transportation". Adresse Internet : *http://www.dot.ca.gov/hq/oppd/hdm/pdf/chap_pdf/ chp0810.pdf* (p. 810–20).

Chow, V. T., D. R. Maidment et L. W. Mays (1988). *Applied Hydrology.* McGraw-Hill, New York, NY, 572 p.

Coutagne, A. (1951). Méthodes pour déterminer le débit de crue maximum qu'il est possible de prévoir pour un barrage et pour lequel le barrage doit être établi. *Quatrième congrès des grands barrages* (New Delhi), R-84 : p. 687-711.

Craig, G. S. et J. G. Ranks (1978). *Analysis of runoff from small drainage basins in Wyoming.* USGS, Washington, D.C., 70 p.

École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Suisse (2001). Cours "Hydrologie générale" (du professeur André Musy) offert sur Internet à l'adresse : *http://dgrwww.epfl.ch/HYDRAM/e-drologie/*.

EMI (1999). *Méthodes de calcul d'un débit de projet (Chapitre IX).* Notes de cours de l'École Mohammadia d'Ingénieurs (EMI), Maroc, 24 p.

Environnement Canada (1987). *Analyses de la Fréquence des Crues au Nouveau Brunswick.* Publication d'Environnement Canada (Ministère des Affaires Municipales et de

l'Environnement du Nouveau-Brunswick / Direction de la planification des ressources en eau), 59 p.

Francou, J. et J. A. Rodier (1969). Essai de classification des crues maximales. *AIHS Publication (Les crues et leur évaluation, Vol. I)*, no. 84, p. 518-527.

Frigui, H. L. (1995). *Débits maxima de projet – Apport moyen annuel – Apport solide en Tunisie.* Publication du Ministère de l'Agriculture de la République Tunisienne (Direction Générale des Ressources en Eau), 23 p.

Fuller, W. E. (1914). Flood flows. *Trans. Am. Soc. Civ. Eng.*, Vol LXXVII, 1293 : p. 564-617.

Ghorbel, A. (1984). *Détermination des débits maxima à partir des paramètres régionaux.* Publication du Ministère de l'Agriculture de la République Tunisienne (Direction des Ressources en Eau), 24 p.

Gouvernement de la province de Colombie-Britannique (1996). *Forest Practices Code of British Columbia : Community Watershed Guidebook.* Publication du Gouvernement de Colombie-Britannique, Queen's Printer, Victoria, 117 p.

Gouvernement de la province de Québec (1996). *CONCERNANT le Règlement sur les normes d'intervention dans les forêts du domaine public.* Décret du Gouvernement du Québec, no. 498–96, annexes 3 et 4.

Hoang, V. D. et D. Bergeron (1984). *Modèle mathématique d'estimation du rapport de pointe des petits bassins versants du Québec.* Publication du Ministère de l'Environnement du Québec (Service de la météorologie), 31 p.

Hoang, V. D. et R. Dumont (1981). *Recherche d'une relation entre le débit maximum instantané et le débit moyen de 24 heures mobiles pour le sud du Québec.* Publication du Ministère de l'Environnement du Québec (Services des eaux de surface). Rapport technique non publié.

Kallel, R. (1979). *Évaluation des débits de crues maxima en Tunisie.* Publication du Ministère de l'Agriculture de la République Tunisienne (D. R. E. S.), 30 p.

Krall, E. (1999). Investigation of the probability of flood events in small ungauged Austrian catchment areas using basin characteristics. *IAHS Publication (Hydrological Extremes : Understanding, Predicting, Mitigating)*, no. 255 : p. 259-263.

Linsley, R. K., M. A. Kohler et J. L. H. Paulhus (1982). *Hydrology for Engineers, 3ème édition.* McGraw-Hill, New York, NY, 508p.

Livingston, R. K. et D. R. Minges (1987). *Techniques for estimating regional flood characteristics of small rural watersheds in the plains region of eastern Colorado.* USGS, Denver, CO, 72 p.

Loukas A., M. Quick et S. O. Russell (1996). A Physically Based Stochastic-Deterministic Procedure for Flood Frequency. *Water Resources Management*, 10(6) : p. 415.

Loukas A. et M. Quick (1995). A 24-hour Design Storm for Coastal British Columbia. *J. Hydraulic Eng.*, ASCE, 121(12) : p. 889-899.

Maidment, D. R. (1993). *Handbook of Hydrology.* McGraw-Hill, New York, NY, 1424 p.

Mimikou, M. (1990). Regional analysis of hydrological variables in Greece. *IAHS Publication (Regionalization in Hydrology)*, no. 191 : p. 195-201.

Ministère de l'Agriculture de France (1980). *Synthèse Nationale sur les Crues des Petits Bassins Versants.* Publication du Ministère de l'Agriculture de France, Fascicule 3 (la méthode CRUPEDIX), Paris, 36 p.

Mouelhi, I. (1997). *Étude comparative des formules empiriques d'estimation des apports liquides et solides ainsi que les débits de crues (cas de la dorsale Tunisienne)* [Projet de fin d'Études d'Ingénieur]. École Supérieure des Ingénieurs de l'Équipement Rural, Medjez El Bab, Tunisie, 72 p.

Ostrowski, J. (1990). A rainfall-runoff model for small ungauged watersheds in Poland. *IAHS Publication (Regionalization in Hydrology)*, no. 191 : p. 203-210.

Perry C. A. (1984). *Method of Estimating Flood Volumes in Western Kansas.* USGS Water-Resources (Investigations Report 84-4164), Lakewood, CO, 18 p.

Riggs, H. C. (1990). Estimating flow characteristics at ungauged sites. *IAHS Publication (Regionalization in Hydrology)*, no. 191 : p. 159-169.

Riggs, H. C. (1976). A simplified slope-area method for estimating flood discharges in naturals channels. USGS Journal Research, 4(3) : p. 285-291.

Rodier, J. (1964). *Régimes hydrologiques de l'Afrique Noire à l'ouest du Congo.* ORSTOM., Paris, 137 p.

Sackl, B. (1994). Determination of design flood hydrographs in gauged and ungauged catchments. *Schriftenreihe zur Wasserwirtschaft, Band 13, Technische Universität Graz (Graz University of Technology).*

Sackl, B. (1988). The flood regime of the river Lassnitz/West Styria. Gouvernement de Styrie, *Flussbau und Hydrographie.*

Sackl, B. (1987). Determination of design flood hydrographs at gauged and ungauged sites. *Graz University of Technology.*

Sangal B. P. et R. W. Kallio (1977). *Magnitude and frequency of floods in Southern Ontario.* Technical Bulletin Series (Pêches et Environnement Canada), no. 99, 336 p.

Tolland L., C. Zurbrugg et S. O. Russell (1998). Estimating Peak Flows from Forested Watersheds in British Columbia. Publication du "Canadian Water Resources Association" (CWRA) dans le compte-rendu de la 51ème conférence du CWRA. Article disponible sur Internet à l'adresse : *http://www.civil.ubc.ca/home/Forestry/cwra98-1.html.*

Tonini, D. (1951). Méthodes employées en Italie pour l'évaluation des crues maxima des cours d'eau. *Quatrième congrès des grands barrages* (New Delhi), R-77 : p. 609-629.

Université Lincoln, Canterbury, Nouvelle-Zélande. Information provenant de l'adresse Internet : *http://www.lincoln.ac.nz.*

Yue, S., T.B.M.J. Ouarda, C. Beaulieu et B. Bobée (2001). *Projet T3.2 – Construction des hydrogrammes types annuels.* Rapport de recherche No R-601, Chaire en Hydrologie statistique Hydro-Québec/Alcan/CRSNG, INRS-Eau, Sainte-Foy (Québec), 175 p.